



**Isabel Maria Daun e Lorena Mattos Taquenho**

Licenciada em Ciências da Engenharia Civil

## **Avaliação do comportamento sísmico de um edifício Pombalino reforçado**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre  
em Engenharia Civil - Perfil de Estruturas

Orientadora: Professora Doutora Ildi Cismaçiu  
Universidade Nova de Lisboa

Co-orientador: Eng<sup>o</sup> João Augusto da Silva Appleton  
A2P Consult, Estudos e Projetos

Júri:

Presidente: Professor Doutor Nuno M. C. Guerra  
Arguente: Professor Doutor Eduardo S. R. G. Cavaco  
Vogal: Professora Doutora Ildi Cismaçiu



“Copyright” Isabel Maria Daun e Lorena Mattos Taquenho, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.





# Agradecimentos

À Professora Doutora Ildi Cismaşiu, orientadora da dissertação, agradeço a paciência e compreensão para a correção das múltiplas falhas analíticas assim como a constante disponibilidade e partilha do saber. À empresa A2P, em especial ao Eng. João Appleton e à Eng. Cristina Martins, pela co-orientação e disponibilidade. À S.T.A DATA pela cedência da licença, em particular a Eng. Lila Ardit por todo o esclarecimentos e orientação sobre a utilização do programa 3Muri. Por fim, agradeço a todos os meus amigos, colegas e familiares todo o apoio e motivação que sempre me dispensaram.



# Resumo

Nos dias de hoje, a procura de soluções para melhorar a segurança pública é constante e é nesta linha que se insere a melhoria da capacidade das estruturas para suportar ações excecionais.

Os edifícios Pombalinos representam 27% do parque habitacional em Lisboa. Dado que existe pouca informação sobre o seu comportamento, estudos que analisam a sua vulnerabilidade sísmica, entre outros fatores, são cruciais.

O principal objetivo deste trabalho consiste na avaliação global da vulnerabilidade aos efeitos sísmicos, de um edifício Pombalino na zona de Alfama em Lisboa. A escolha do edifício prendeu-se, não só por ser uma arquitetura tipicamente portuguesa, mas também, por já ter sido alvo de um projeto de reforço e reparação estrutural, de autoria do Gabinete de Projetos A2P, colocando novos desafios a esta investigação.

O desempenho sísmico global do edifício foi estudado através de uma análise estática não linear – *pushover*, executada com recurso ao programa 3Muri considerando mecanismos no plano das paredes. Os resultados obtidos foram usados para calcular o deslocamento máximo resistente da estrutura e o deslocamento-alvo, a fim de verificar os requisitos impostos pelo EC8[29], para identificar eventuais zonas do edifício com deficiente capacidade estrutural face à ação sísmica e quantificar a estimativa do dano através de curvas de fragilidade.

Foi avaliada a influência que o comportamento flexível dos pisos tem no desempenho sísmico da estrutura em termos globais e pela análise dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos. Os deslocamentos relativos foram comparados com os limites previstos no EC8[29], segundo o critério de “limitação de danos” para uma ação sísmica de maior probabilidade de ocorrência e identificar as zonas onde podem ser desencadeados mecanismos fora-do-plano.

A existência de mecanismos fora-do-plano não controlado, pode levar ao colapso total de um edifício pelo que foram analisados vários mecanismos pelo método cinemático implementado no 3Muri e feita a verificação segundo a regulamentação italiana.

## Palavras chave:

Edifícios Pombalinos; paredes de frontal; vulnerabilidade sísmica; análise estática não linear; 3Muri; drift; comportamento fora-do-plano



# Abstract

Nowadays, the search for solutions to improve public safety is constant and one of the major task is the improvement of the capacity of the structures to support extreme loads.

The Pombalinos' buildings represent 27% of the housing stock in Lisbon. Taking into account that there is limited information about their behavior, studies addressing the seismic vulnerability, among other factors, are crucial.

The main objective of this work is the seismic assessment of the global response of a Pombalino's building in Alfama, Lisbon. The choice of the building was not only because it is a typical Portuguese historic masonry building, but also because underwent major structural interventions by implementing of a strengthening and structural repair project, authored by the A2P Projects Office.

The global seismic performance of the building was evaluated through a nonlinear static analysis - *pushover*, that was carried out on a 3D equivalent frame model using the 3Muri program, considering only the major in-plane failure modes of the masonry panels. The results obtained, were used to calculate the maximum resistant displacement of the structure and the target displacement in order to verify the requirements imposed by the EC8[29], to identify possible areas of the building with deficient structural capacity to resist against the seismic action and to quantify the estimate of the damage through fragility curves.

The influence of the floor's flexibility on the seismic response was also evaluated through the analysis of the inter-story drifts. The drifts ratios were compared to the provisions of EC8[29] according to the "damage limitation" criterion for a seismic action and used to identify areas where out-of-plane mechanisms could be triggered.

The existence of uncontrolled out-of-plane mechanisms can lead to the total collapse of a building, reason why several mechanisms were analyzed by the kinematic method implemented in 3Muri and verified according to the italian norms.

## **Keywords:**

Pombalinos' Buildings; frontal walls; seismic vulnerability; nonlinear static analysis; 3Muri; interstory drift; out-of-plane behavior



# Índice de Matérias

Índice de Matérias	ix
Índice de Figuras	xi
Índice de Tabelas	xv
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xvii
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações gerais . . . . .	1
1.2 Objetivos . . . . .	3
1.3 Organização . . . . .	3
<b>2 Edifícios Pombalinos</b>	<b>5</b>
2.1 A construção Pombalina . . . . .	5
2.2 Patologias da construção Pombalina . . . . .	7
2.3 Soluções de reforço . . . . .	8
<b>3 Alvenaria de pedra</b>	<b>11</b>
3.1 Propriedades . . . . .	11
3.2 Comportamento da alvenaria e mecanismos de colapso . . . . .	11
3.3 Modelação de estruturas em alvenaria de pedra . . . . .	14
3.3.1 Método POR . . . . .	16
3.3.2 Método Tremuri . . . . .	16
3.3.3 Mecanismos de colapso - 3Muri . . . . .	17
<b>4 Avaliação da vulnerabilidade sísmica</b>	<b>19</b>
4.1 Análise global do desempenho sísmico . . . . .	19
4.1.1 Análise estática não linear - <i>Pushover</i> . . . . .	20
4.1.2 Cálculo do deslocamento-alvo . . . . .	22
4.1.2.1 Transformação do sistema para um sistema equivalente com 1GDL . . . . .	22

4.1.2.2	Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade . . . . .	23
4.1.2.3	Determinação do deslocamento-alvo para o sistema com NGDL . . . . .	24
4.1.3	Curvas de fragilidade . . . . .	24
4.2	Análise de deslocamentos . . . . .	26
4.2.1	Deslocamento horizontal relativo entre pisos . . . . .	26
4.2.2	Análise fora-do-plano . . . . .	28
<b>5</b>	<b>Caso de estudo</b>	<b>31</b>
5.1	Caracterização do edifício . . . . .	31
5.2	Intervenções efetuadas . . . . .	32
5.2.1	Fundações . . . . .	32
5.2.2	Elementos verticais . . . . .	32
5.2.3	Abertura de vão . . . . .	35
5.2.4	Pavimentos . . . . .	35
5.2.5	Outros . . . . .	35
5.3	Modelação do edifício . . . . .	36
5.3.1	Propriedades mecânicas da alvenaria de pedra . . . . .	36
5.3.2	Paredes de frontal . . . . .	38
5.3.2.1	Calibração através de ensaios . . . . .	38
5.3.2.2	Calibração com fatores de majoração . . . . .	42
5.3.3	Simplificações do modelo . . . . .	43
5.3.4	Cargas aplicadas . . . . .	44
5.3.5	Ação sísmica . . . . .	44
5.3.6	Malha . . . . .	44
<b>6</b>	<b>Análise de Resultados</b>	<b>47</b>
6.1	Análise modal . . . . .	47
6.2	Análise <i>pushover</i> com pisos rígidos . . . . .	51
6.2.1	Análise - direção X . . . . .	53
6.2.2	Análise - direção Y . . . . .	57
6.3	Análise de resultados com pisos flexíveis . . . . .	60
6.4	Resultados da análise dos deslocamentos relativos entre pisos . . . . .	62
6.5	Mecanismos de colapso fora-do-plano . . . . .	66
<b>7</b>	<b>Considerações finais</b>	<b>73</b>
7.1	Conclusões . . . . .	73
7.2	Desenvolvimentos futuros . . . . .	75
	<b>Bibliografia</b>	<b>77</b>
<b>A</b>	<b>Geometria dos pórticos equivalentes</b>	<b>81</b>
<b>B</b>	<b>Alçados e plantas edifício São João da Praça</b>	<b>83</b>
<b>C</b>	<b>Modelação no 3Muri</b>	<b>93</b>



# Índice de Figuras

1.1	Vista aérea da baixa Pombalina [9] . . . . .	2
1.2	Edifícios da baixa Pombalina [9] . . . . .	2
2.1	Maquete representativa da gaiola Pombalina 3D . . . . .	6
2.2	Constituição de uma gaiola e frontal tipo . . . . .	6
2.3	Exemplo de parede tabique [3] . . . . .	7
2.4	Exemplos de interrupções de nembos na baixa Pombalina adaptadas de [52] e [47] respetivamente . . . . .	8
3.1	Modos de rotura dos nembos, adaptada de [36] . . . . .	12
3.2	Modos de rotura dos lintéis, adotada de [39] . . . . .	13
3.3	Ligação entre paredes ortogonais: a) e b) ligação eficiente, c) ligação ineficiente[41] . . . . .	13
3.4	Mecanismo de colapso fora-do-plano [43] . . . . .	14
3.5	Mecanismo de colapso das fachadas fora-do-plano, por quebra de ligações [33] . . . . .	14
3.6	Representação de modelação a) micro-modelação detalhada; b) micro-modelação simplificada; c) modelos contínuos homogéneos e d) macro-modelação [41] . . . . .	15
3.7	Método POR a) representa o modelo geométrico b) idealização da resposta global por meio de uma curva de capacidade bilinear [41] . . . . .	16
3.8	Idealização de pórticos equivalentes no caso de um edifício com aberturas distribuídas regularmente [30] . . . . .	17
3.9	Imagem retirada do manual do 3Muri que representa os modos de colapso no plano de alvenaria; a) colapso por flexão composta; b)colapso por deslizamento de corte; c) colapso por fendilhação diagonal [51] . . . . .	17
4.1	Curva de capacidade ideal [31] . . . . .	21
4.2	Curva de capacidade real . . . . .	21
4.3	Curva de capacidade idealizada bilinear . . . . .	21
4.4	Relação idealizada força/deslocamento, EC8 . . . . .	23
4.5	Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com 1GDL . . . . .	24
4.6	Exemplo de curvas de fragilidade . . . . .	25

## Índice de Figuras

---

5.1	Planta de localização do edifício . . . . .	31
5.2	Plantas de pisos: os elementos circundandos a verde correspondem aos elementos metálicos; os elementos a azul correspondem às paredes de frontal; os elementos a vermelho correspondem às vigas metálicas . . . . .	33
5.3	Pormenor do reforço das alvenarias de fachada . . . . .	34
5.4	Pormenor do reforço da parede de frontal . . . . .	34
5.5	Reforço nos vãos . . . . .	35
5.6	Reforço nos cunhais . . . . .	35
5.7	Reforço com chapas metálicas . . . . .	35
5.8	Pormenores de abertura de vão CML . . . . .	36
5.9	Tipos de reforço do Projeto Niker [42]: a)preenchimento com alvenaria e parafusos nas ligações principais b) preenchimento e chapas nas ligações principais c) chapas nas ligações principais . . . . .	39
5.10	Ensaio cíclicos nos modelos não reforçados - Projeto Niker [42] . . . . .	39
5.11	Ensaio cíclicos nos modelos reforçados: Projeto Niker . . . . .	40
5.12	Curvas <i>pushover</i> resultantes da calibração . . . . .	41
5.13	Parede de fachada Este - apresentação da malha gerada pelo 3Muri . . . . .	45
6.1	Modos de vibração Modelo 1 . . . . .	48
6.2	Modos de vibração Modelo 2 . . . . .	48
6.3	Planta do 3º piso, com indicação das paredes analisadas . . . . .	50
6.4	Código de cores 3Muri[51] . . . . .	50
6.5	Modelo 1, ação segundo direção $X^-$ , distribuição modal . . . . .	51
6.6	Modelo 2, ação segundo direção $X^-$ , distribuição modal . . . . .	51
6.7	Curvas de capacidade - direção X . . . . .	52
6.8	Curvas de capacidade - direção Y . . . . .	52
6.9	Curva de capacidade - $X^+$ com excentricidade e distribuição modal . . . . .	53
6.10	Mapa de danos - $X^+$ com excentricidade e distribuição modal . . . . .	54
6.11	Parede 9 . . . . .	55
6.12	Visualização 3D dos danos nos elementos do Edifício - direção X . . . . .	55
6.13	Curvas de fragilidade - $X^+$ . . . . .	56
6.14	Curva de capacidade - $Y^-$ . . . . .	57
6.15	Mapa de danos, $Y^-$ . . . . .	58
6.16	Visualização 3D dos danos nos elementos do Edifício - direção Y . . . . .	59
6.17	Curvas de fragilidade - $Y^-$ . . . . .	60
6.18	Modos de vibração Modelo 3 . . . . .	61
6.19	Posição dos alinhamentos verticais para análise do deslocamento relativo entre pisos . . . . .	62
6.20	Nós correspondentes ao alinhamento vertical a) e b) . . . . .	62
6.21	Deslocamentos no plano dos nós do alinhamento a) . . . . .	64
6.22	Deslocamentos fora-do-plano dos nós do alinhamento a) . . . . .	65
6.23	Deslocamentos no-plano dos nós do alinhamento b) . . . . .	65
6.24	Deslocamentos fora-do-plano dos nós do alinhamento b) . . . . .	66
6.25	Mecanismo local parede P5 . . . . .	67
6.26	Mecanismo local (pormenor de ligação viga metálica - fachada em pedra) . . . . .	68
6.27	Mecanismo local - cunhal entre paredes P5 e P6 . . . . .	68
6.28	Mecanismo local parede P50 . . . . .	69
6.29	Mecanismo local - cunhal entre paredes P50 e P7 . . . . .	70
6.30	Mecanismo local da ligação perfis metálicos - parede de fachada P50 . . . . .	71

A.1	Regra de Dolce aplicada aos lintéis; aberturas regulares e irregulares respectivamente [46] . . . . .	81
A.2	Regra de Dolce aplicada aos nembos [46] . . . . .	81
B.1	Planta R/C [6] . . . . .	84
B.2	Planta 1º piso [6] . . . . .	85
B.3	Planta 2º piso [6] . . . . .	86
B.4	Planta 3º piso [6] . . . . .	87
B.5	Planta 4º piso e cobertura [6] . . . . .	88
B.6	Planta da cobertura [6] . . . . .	89
B.7	Alçado portas 33 - 33a e 35 [6] . . . . .	90
B.8	Alçado portas 37 e 39 [6] . . . . .	90
B.9	Alçado lateral direito [6] . . . . .	91
B.10	Alçado lateral esquerdo [6] . . . . .	92
C.1	Importação de plantas do Autocad para 3Muri - exemplo 1º piso . . . . .	93
C.2	Modelo 3D - R/C . . . . .	94
C.3	Modelo 3D - 1º piso . . . . .	94
C.4	Modelo 3D - 3º piso . . . . .	94
C.5	Modelo 3D - 4º piso . . . . .	94
C.6	Modelo 3D - Vistas Traseiras . . . . .	95
C.7	Modelo 3D - Vista lateral esquerdo . . . . .	96
C.8	Modelo 3D - Vistas de frente . . . . .	97



# Índice de Tabelas

5.1	Tabela C8A.21 da NTC08, alvenaria de pedra traduzida de [40] . . . . .	37
5.2	Valores parede fachada em alvenaria de pedra reforçada . . . . .	37
5.3	Valores parede de frontal com calibração por ensaios . . . . .	42
5.4	Tabela C8A.2.1 da NTC08 para alvenaria de tijolo, traduzida de [40] . . . . .	42
5.5	Tabela C8A.2.2 da NTC08 para alvenaria de tijolo, coeficientes de majoração traduzida de [40] . . . . .	43
5.6	Valores parede de frontal com norma italiana . . . . .	43
5.7	Valores de cargas permanentes e sobrecargas . . . . .	44
6.1	Características da análise modal . . . . .	47
6.2	Características dos sistema equivalentes com 1GDL . . . . .	49
6.3	Percentagem de danos nas paredes com ação sísmica segundo X . . . . .	50
6.4	Percentagem de danos nas paredes com ação sísmica segundo Y . . . . .	50
6.5	Verificação análise $X^+$ segundo EC8 . . . . .	56
6.6	Verificação análise $Y^-$ segundo EC8 . . . . .	60
6.7	Características da análise Modal . . . . .	61
6.8	Deslocamento dos nós: análise segundo X, Modelo 1 . . . . .	63
6.9	Deslocamento dos nós: análise segundo Y, Modelo 1 . . . . .	63
6.10	Verificação do drift Modelo 1, segundo EC8 equação 4.23 . . . . .	63
6.11	Deslocamento dos nós: análise segundo X, Modelo 3 . . . . .	63
6.12	Deslocamento dos nós: análise segundo Y, Modelo 3 . . . . .	63
6.13	Verificação do drift Modelo 3, segundo EC8 . . . . .	64
6.14	Verificação dos mecanismos locais da Parede P5 . . . . .	67
6.15	Verificação dos mecanismos locais de pormenores da Parede P5 . . . . .	69
6.16	Verificação dos mecanismos locais da Parede P50 . . . . .	70
6.17	Verificação dos mecanismos locais de pormenores da Parede P50 . . . . .	71



# Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

## Abreviaturas

EC6 Eurocódigo 6 - Projeto de estruturas de alvenaria

EC8 Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos

GDL Grau de liberdade

NTC08 Norme tecniche per le - norma italiana 2008

MEF Método dos elementos finitos

RSA Regulamento de segurança e ações

SDOF Single degree-of-freedom

## Siglas

FEMA Federal Emergency Management Agency

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

LNEC Laboratório Nacional de Engenharia Civil

UNL Universidade Nova de Lisboa

## Símbolos

$a_{gR}$  Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A

$a_{gd}$  Função da probabilidade de exceder o estado limite

$a_0^*$  Aceleração máxima resistente global da estrutura

$a_{0-min}^*$  Aceleração sísmica espectral do mecanismo

$dt^*$  Deslocamento de topo do sistema idealizado

$d_n$  Deslocamento no nó de controlo do sistema com N graus de liberdade

$d_y^*$  Deslocamento no limite da plasticidade do sistema idealizado

$d_t^*$  Deslocamento-alvo para o sistema equivalente com 1 grau de liberdade

$d_t$  Deslocamento-alvo para o sistema equivalente com N graus de liberdade

## Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

---

$E$	Módulo de elasticidade
$E_m^*$	Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico
$F^*$	Resistência do sistema idealizado
$F_b$	Força de corte basal
$f_k$	Resistência característica à compressão da alvenaria
$f_m$	Resistência à compressão da alvenaria
$f_v$	Resistência ao corte
$f_{ctm}$	Resistência média à tração
$f_{v0}$	Resistência ao corte inicial na ausência de carga vertical
$f_{v,lim}$	Valor limite relacionado com a cedência das unidades de alvenaria
$F_y^*$	Resistência última do sistema idealizado
$G$	Módulo de elasticidade tangencial
$m^*$	Massa do sistema idealizado
$m_i$	Massa do piso $i$ genérico
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$q$	Fator de comportamento da estrutura
$S$	Coefficiente de acordo com o tipo de solo e condições topográficas
$S_d$	Deslocamento espectral
$S_e(T_1)$	Espetro de resposta elástica horizontal da aceleração à superfície do terreno, avaliado para o período de vibração fundamental $T_1$
$T^*$	Período do sistema idealizado
$T_C$	Período de transição no limite superior da zona de aceleração constante do espectro elástico
$T_1$	Período do primeiro modo de vibração
$\tau_0$	Resistência média ao corte
$\Gamma$	Coefficiente de transformação
$\Phi_i$	Deslocamento modal normalizado do piso $i$ genérico
$\gamma$	Peso específico ou peso próprio
$\gamma^*$	coeficiente de participação modal
$\Psi(Z)$	Primeiro modo de vibração na direção considerada, padronizada para o topo do edifício



# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Considerações gerais

A cidade de Lisboa passou por um momento marcante na sua história, o terramoto de 1755, cujos efeitos foram catastróficos levando ao desabamento de quase toda a zona da baixa lisboeta. Antes, a construção era grosseira e despreocupada, refletindo nos edifícios a fragilidade sísmica que estes demonstraram durante o terramoto. Os edifícios eram compostos por paredes exteriores de alvenaria ordinária, geralmente bastante pobres, constituídas por blocos irregulares de pedra de dimensões médias e por tijolos ou pedaços de tijolos, ligados entre si por uma argamassa de cal e areia. As ruas eram desorganizadas e sem qualquer tipo de planeamento urbano[32].

Após o terramoto, surgiu uma preocupação antes não existente sobre o comportamento dos edifícios face a ações sísmicas ou outras ações que põem em risco a estabilidade e a segurança dos edifícios. Esta preocupação levou a que fossem tomadas medidas antissísmicas e contra incêndios. Esta nova época de construção denomina-se por época Pombalina. Marquês de Pombal, em conjunto com o Engenheiro Manuel da Maia e o Arquiteto Eugénio dos Santos, propôs um plano de urbanização, que ainda hoje é visível na zona da baixa de Lisboa. Este plano compreendia que a reconstrução da cidade de Lisboa, fosse desenvolvida segundo um conjunto de regras que não permitiam qualquer tipo de liberdade na projeção arquitetónica. Era prioridade manter a integridade das estruturas, os quarteirões serem organizados sempre de acordo com a mesma metodologia, procurando que edifícios semelhantes entre si, se aproximassem quer na dimensão quer em fachada [26]. Na figura 1.1 é possível visualizar a organização dos quarteirões imposta no plano de Marquês de Pombal, e na figura 1.2 observa-se o alinhamento e a semelhança existente entre os edifícios, constatando-se a pouca liberdade na conceção dos mesmos.

Nesta época, surgiram três fases distintas de construção[32]:

- Edifícios com estrutura de alvenaria da época Pombalina e similares (1755 a 1880)
- Edifícios com estrutura de alvenaria tipo Gaioleiro (1880 a 1930)
- Edifícios de Placa (1940 a 1960)

Existem cerca de 15.711 edifícios do estilo Pombalino, o que corresponde a 27% dos edifícios presentes na cidade de Lisboa e 14.067 do estilo Gaioleiro, que corresponde a 25% dos edifícios em Lisboa. Em suma, esta construção pós-terramoto perfaz um total de 52%, o que se conclui que mais de metade da edificação presente em Lisboa enquadra-se nesta tipologia e que já



Figura 1.1: Vista aérea da baixa Pombalina [9]

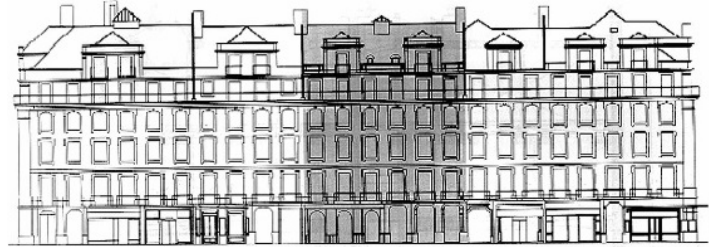


Figura 1.2: Edifícios da baixa Pombalina [9]

atingiram o seu tempo de vida útil esperado[49]. Cerca de 50% dos edifícios construídos antes de 1960, necessitam de trabalhos de reparo e reforço, devido à inexistência de manutenção dos edifícios, desagregação dos materiais, alteração do usufruto dos edifícios, de habitação para serviço como o comércio ou apenas a modernização dos edifícios[49].

A intervenção em edifícios desta tipologia, na zona mais antiga da cidade de Lisboa, tem sido cada vez mais frequente. O número de intervenções tem crescido, não só devido à fragilidade destes edifícios e alteração da sua geometria original, mas também devido ao acréscimo de preocupação, por parte dos especialistas e também dos cidadãos, do comportamento destes edifícios na presença de ações acidentais como a ação sísmica, e do pouco que se sabe sobre o seu comportamento nesta situação. As alterações mais recorrentes, principalmente nas zonas mais antigas da cidade de Lisboa, como a baixa de Lisboa, Alfama e encosta do Castelo, incidem na modificação das áreas úteis dos pisos térreos para promover estes espaços a zonas de comércio. Para tal efeito, tem sido muito comum, adotar técnicas como a remoção de elementos estruturais (ex: paredes mestras, de alvenaria, tijolo ou as conhecidas paredes de frontal), para que se consiga aumentar estes espaços sem que estes elementos se encontrem no caminho. Também é frequente remover os nembos das fachadas principais, ou aquelas que têm maior acesso com o exterior e um maior contacto com a população do mercado alvo, para que se proceda ao envidraçamento das fachadas.

Estas alterações, na maioria dos casos é acompanhada de um projeto de reforço ou de compensação dos elementos em falta. Contudo, quando assim é feito, a maior preocupação incide em manter o edifício com a mesma capacidade de suportar as cargas verticais, sendo que por vezes, a atenção no comportamento destes edifícios face a forças horizontais não tem a importância que devia ter por parte dos intervenientes destas ações. Este é um problema que tem vindo a captar cada vez mais a atenção e a preocupação dos profissionais porque, mesmo que o edifício tenha capacidade de suportar as cargas permanentes, ou seja as cargas verticais para as quais foi projetado, o mesmo pode ou não, acontecer para outras cargas que não as correntes, nomeadamente ações horizontais como as ações sísmicas.

Na presente dissertação, apenas vai ser abordada a construção e os edifícios do tipo Pombalinos, uma vez que o edifício em estudo enquadra-se nesta época.

## 1.2 Objetivos

Nesta dissertação, pretende-se conhecer e estudar o comportamento de um edifício Pombalino, alvo de diversas intervenções de reforço estrutural e de ampliação, perante ações sísmicas. Será tido uma atenção especial às características das paredes de frontal Pombalino para a sua modelação, por serem os elementos que mais diferenciam esta tipologia de edifícios de outras presentes na cidade de Lisboa.

O objetivo desta dissertação consiste assim, em avaliar a vulnerabilidade sísmica do edifício em estudo através de uma análise estática não linear - *pushover*, com recurso ao programa de cálculo automático 3Muri. Com os resultados obtidos da análise *pushover*, irá-se-à primeiramente identificar quais os elementos mais vulneráveis da estrutura e verificar se o valor do deslocamento-alvo se encontra de acordo com o regulamento presente no EC8 segundo o método N2. De seguida, serão definidas as curvas de fragilidade que fornecem informação relativamente à probabilidade de um edifício igualar ou exceder um determinado estado de dano. Após conhecer o comportamento global do edifício, pretende-se analisar o deslocamento horizontal relativo entre os pisos, de maneira a identificar a localização de possíveis mecanismos de colapso. A verificação dos mecanismos de colapso será feita com base na regulamentação italiana, através da comparação do valor de aceleração espectral que ativa o mecanismo de colapso com o valor de aceleração máximo resistente referente ao comportamento global do edifício.

## 1.3 Organização

O corrente trabalho encontra-se organizado em sete capítulos e três anexos. De seguida é descrito brevemente o conteúdo de cada capítulo.

No primeiro capítulo, é feita uma breve introdução do impacto do terramoto de 1755 na cidade de Lisboa assim como o enquadramento do trabalho desenvolvido.

No segundo capítulo, é feita uma apresentação da construção em Lisboa, fazendo um maior foco aos edifícios Pombalinos. Destacam-se as suas patologias e respetivas medidas de reforço e reparação.

No terceiro capítulo, apresenta-se as características mais relevantes sobre as alvenarias de pedras, bem como os seus principais modos de colapso na presença de ação sísmica. É feita também uma compilação sobre os diferentes tipos de modelação e os métodos predominantes nesta matéria.

No quarto capítulo são apresentados os métodos mais relevantes para estudar a vulnerabilidade sísmica global de um edifício. É apresentado e descrito o tipo de análise adotada nesta dissertação, assim como o seu procedimento de cálculo. É também descrito como é realizada a verificação dos deslocamento relativos entre pisos e a verificação dos mecanismos de colapso.

No quinto capítulo caracteriza-se e apresenta-se o caso de estudo. É feita uma descrição do edifício e das intervenções executadas até ao momento. Ainda dentro deste capítulo, são definidos os critérios e as propriedades adotadas para a modelação dos elementos presentes no edifício, bem como as simplificações consideradas.

No sexto capítulo, são apresentados e interpretados os resultados obtidos nas análises estáticas não linear efetuadas, os resultados adquiridos no estudo do deslocamento horizontal relativo entre cada piso do edifício e os resultados da análise dos deslocamentos fora-do-plano e dos mecanismos de colapso local.

## Capítulo 1. Introdução

---

Por fim, no sétimo capítulo são apresentadas as conclusões e comentários finais sobre o estudo efetuado. São também apresentadas as propostas consideradas adequadas para um desenvolvimento futuro.

Nos anexos encontram-se toda a informação complementar considerada necessária para o entendimento e seguimento da dissertação.

## Capítulo 2

# Edifícios Pombalinos

### 2.1 A construção Pombalina

Os edifícios da época Pombalina são geralmente compostos por um piso térreo e três pisos elevados. No piso térreo é comum a existência de arcos ou abóbadas, para um melhor encaminhamento dos esforços provenientes das cargas verticais. No primeiro andar, existem varandas estreitas, e nos restantes pisos apenas janelas de peito. Nos pisos elevados encontra-se a gaiola Pombalina [5].

Estes edifícios são limitados por paredes de alvenaria de pedra ordinária com argamassa de cal e areia com espessuras entre os 60 cm e 100 cm. Esta espessura deve-se ao facto deste tipo de conjunto de pedra e argamassa de cal e areia não ter uma boa resistência à tração e corte, sendo assim compensado pela espessura de maneira a que este aumento se traduza num aumento de peso e consequentemente um acréscimo da resistência à compressão, diminuindo a sua esbelteza, tornando-se numa parede mais estável face a forças horizontais. Serve também como um fator de proteção face aos agentes exteriores, como a chuva [3].

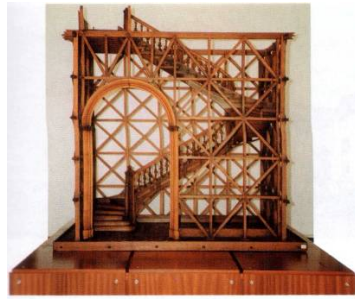
Esta época é caracterizada especialmente pela presença da gaiola Pombalina no interior dos edifícios. Esta gaiola surgiu da necessidade de atenuar o impacto de uma ação sísmica num edifício, conferindo um aumento da ductilidade do conjunto (fachadas de alvenaria de pedra e gaiola Pombalina) e oferecendo apoio aos pisos caso a alvenaria colapsasse devido às vibrações causadas por um sismo[25].

A gaiola Pombalina, é uma estrutura 3D, composta por uma malha de frontais ligados entre si. Os frontais Pombalinos, são constituídos por elementos de madeira horizontais, conhecidos por travessas, elementos verticais que se denominam por prumos, e por fim os elementos de contraventamento, as diagonais ou travessanhos. Posteriormente cada frontal é preenchido com alvenaria [25]. Na figura 2.1 apresentam-se duas maquetes, que se encontram no LNEC[32], representativas destas gaiolas.

O conjunto formado por estes três elementos (travessas, prumos e diagonais) é conhecido por Cruz de Santo André, figura 2.2a. É este conjunto e a sua complexidade que permite que este sistema confira ao edifício um bom comportamento perante uma ação sísmica.

A boa ligação entre as várias paredes de frontal constituintes da gaiola Pombalina, não só entre si mas também com os restantes elementos (paredes exteriores, cobertura e pavimentos), e o facto de nos pisos superiores se encontrarem dipostos nas duas direções, permite com que este sistema desempenhe uma função estrutural muito importante no travamento global da estrutura e na absorção das cargas verticais [47] [32].

Existem ainda dois tipos de paredes presentes nos edifícios Pombalinos. Os frontais tecidos,



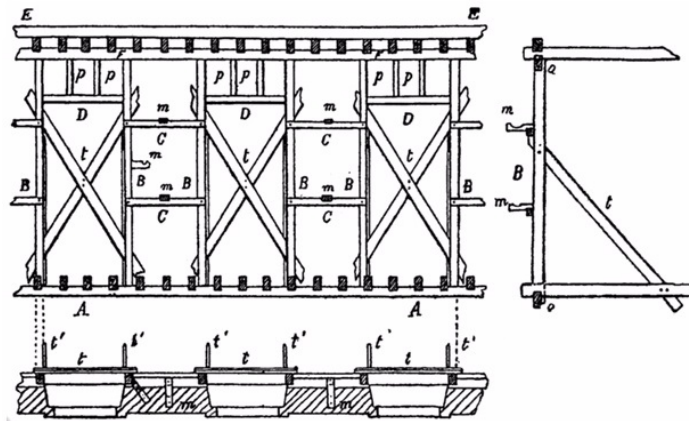
(a) Representação 3D da gaiola Pombalina [32]



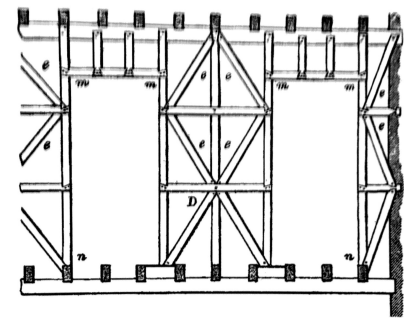
(b) Maquete com pormenor de revestimento dos elementos verticais [32]

Figura 2.1: Maquete representativa da gaiola Pombalina 3D

figura 2.2b, que são bastante semelhantes aos frontais da gaiola, sendo apenas mais esbeltos, e as paredes de tabique. Na figura 2.3 é apresentado um esquema representativo de uma parede de tabique a qual é constituída por prumos, aos quais são pregadas farripas horizontalmente onde depois vai ser executado o reboco. Por serem leves, podem ser implementadas em qualquer local do piso sem precisarem de nenhum apoio. Ambas as paredes não apresentam caracter resistente, sendo utilizadas para a compartimentação dos pisos [47].



(a) Elementos da estrutura de madeira da gaiola. Planta, Alçado, Corte [47].



(b) Divisória estrutural - frontal tecido [47]

Figura 2.2: Constituição de uma gaiola e frontal tipo

É fundamental que a ligação entre as paredes de frontal e os restantes elementos pertencentes ao edifício, paredes exteriores, pavimentos e coberturas, sejam bem conseguidas e que a sua disposição pelo o andar seja feito de forma a dar corpo ao edifício, isto é, dispondo paredes de frontal em ambas as direções, perpendicularmente às paredes de fachada. Assim são formados constrangimentos, limitando as deformações e as tensões que possam aparecer nos elementos estruturais referidos [52].

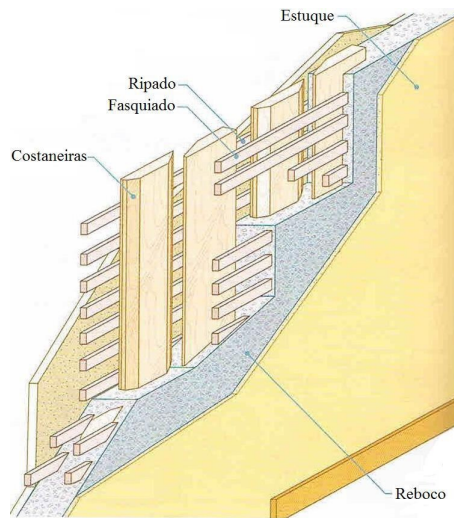


Figura 2.3: Exemplo de parede tabique [3]

## 2.2 Patologias da construção Pombalina

No século XVIII, as anomalias que existiam eram principalmente a nível estrutural. Não havendo grande abertura para desenvolvimento de projetos arquitetónicos diversificados, a construção era seguida à regra, recorrendo a mão de obra especializada, sem originar grandes dúvidas na execução do projeto.

Uma situação que hoje em dia requer uma preocupação especial é a descontinuidade, que por vezes existe, dos elementos verticais, permitindo que os pisos superiores se tornem mais flexíveis, criando uma perda de rigidez na zona inferior do edifício, zona onde as forças de corte basal geradas pelos sismos são maiores e mais intensas. Porém, as normas que hoje existem já têm em conta este diferencial de rigidez.

Como já foi referido, a ligação dos elementos da parede de frontal, e a ligação desta aos restantes elementos constituintes do edifício, é crucial. A falha desta ligação, uma vez que um edifício é uma estrutura hiperstática, podendo tirar partido da redundância dos esforços, pode não necessariamente originar o colapso do edifício. Contudo, se não for controlado, o que inicialmente poderia ser apenas um dano local, pode estender-se para problemas mais complexos levando ao colapso progressivo do edifício [52].

As deficiências visíveis nos edifícios Pombalinos não têm apenas origem na má execução do projeto. Ao longo do tempo têm-se verificado exemplos de má gestão dos edifícios, que podem gerar danos graves e por vezes irreversíveis.

É muito comum, por exemplo, encontrar edifícios na baixa Pombalina que já tenham sofrido alterações a nível estrutural que não foram previstas em projeto, nomeadamente a abertura de vãos e alargamento de compartimentos. Este tipo de intervenção é recorrente para a transformação de um piso térreo numa área comercial. Para tal, elementos resistentes, tais como os nembos na fachada, são interrompidos, de maneira a envidraçar toda a montra da área comercial, ou mesmo a remoção de paredes com função estrutural do seu interior como é possível observar pela figura 2.4[11].

Uma outra intervenção também muito recorrente é o aumento de carga através da adição de pisos, nomeadamente com a construção de caves e/ou acréscimo de pisos elevados e a introdução de um elevador. Este aumento de carga, acresce os esforços e deslocamentos



Figura 2.4: Exemplos de interrupções de nembos na baixa Pombalina adaptadas de [52] e [47] respetivamente

na presença de uma ação sísmica. Quando executadas estas intervenções, devem ser com o acompanhamento de especialistas e profissionais assim como, com o auxílio de estudos diagnóstico.

No procedimento destas intervenção recorre-se, na maioria dos casos, à introdução de elementos de compensação e suporte, metálicos ou em betão armado, de maneira a aliviar as cargas, substituindo os elementos resistentes removidos, conferindo ao edifício capacidade para aguentar as cargas geradas pelo acréscimo de novos pisos.

Todavia, esta introdução de novos elementos deve ser evitada, pois o comportamento global do edifício é condicionado pela distribuição da massa e rigidez dos elementos estruturais dispostos em planta e espacialmente. Assim, a introdução dos elementos em betão armado e/ou metálicos gera diferenciais de rigidez muito acentuados o que pode, mais tarde, traduzir-se em problemas graves de torção [52].

Não deixando de ser um problema, apesar de não possuir a mesma dimensão que as intervenção acima mencionadas, a simples modernização do edifício face às necessidade dos utilizadores, como o abastecimento de água ou a execução de canalização, quando mal executadas, por exemplo a abertura de roços nos frontais, reduz a capacidade destes absorverem as cargas, diminuindo o seu contributo para a dissipação de energia [11].

### 2.3 Soluções de reforço

Face a estas intervenções, existem diversas medidas que podem ser postas em prática para prevenir ou diminuir os danos causados. Estas medidas têm sido cada vez mais objetos de estudo, com o propósito determinar com mais segurança, qual a solução mais adequada à necessidade de cada edifício.

- Aumento da resistência - introdução de elementos de confinamento, de possíveis elementos estruturais danificados ou em vias de. O confinamento pode ser executado utilizando de betão armado ou elementos metálicos, como é o exemplo de encamisamento de pilares ou vigas ou reforço de lajes através da colocação de chapas metálicas.
- Aumento global de rigidez - sempre que possível e caso seja necessário, acrescentar ou rigidificar as paredes, reforçar as ligações entre as paredes de frontal e as paredes



de alvenaria, rigidificar os pisos. A execução de caixas de betão, nomeadamente na introdução de um elevador, pode ser uma solução que contribui para o aumento da rigidez do edifício, no entanto é preciso alguma experiência neste procedimento uma vez que esta solução apesar de melhorar a rigidez e a resistência global do edifício, aumenta também a sua massa, aumentando assim as forças de inércia podendo criar um problema de grande dimensão.

- Redução da massa - a resolução deste problema incide principalmente na redução das forças de inércia nos pisos superiores. Para tal, o ideal seria a remoção destes pisos, contudo como era de esperar, nem sempre é possível.
- Isolamento sísmico - isolamento na base do edifício, consiste em intercalar os apoios especiais entre a superestrutura e as fundações permitindo que se comporte como um corpo rígido. Esta solução permite melhorar a dutilidade do edifício e a capacidade de dissipação de energia, diminuindo as forças que cabe ao edifício de suportar perante uma ação sísmica. É uma solução bastante onerosa, sendo apenas concebida quando o edifício é de extrema importância e se encontra realmente em estado de conservação muito precário, pondo em causa o seu funcionamento estrutural [52][11].

Na execução de qualquer intervenção, que interfira com os elementos resistentes e assim com a segurança e estabilidade do edifício é fundamental que sejam executados estudos para averiguar o estado de conservação a que se encontram os edifícios nas zonas mais antigas da cidade de Lisboa.



## Capítulo 3

# Alvenaria de pedra

### 3.1 Propriedades

A avaliação sísmica de um edifício em alvenaria de pedra é uma tarefa complicada, não só por se tratar de uma análise que por si só é uma análise complexa, mas também devido ao pouco que se conhece acerca das propriedades dos materiais existente neste tipo de edifícios, assim como as fracas ligações entre os vários elementos estruturais nomeadamente entre os pavimentos e as paredes resistentes, a variação de massa entre a grande massa proveniente das alvenarias de pedra e os pavimentos flexíveis [36].

Uma alvenaria, é um material heterogêneo composto por elementos de dimensão reduzida, unidos entre si por um ligante. Estes elementos variam entre tijolos, blocos de betão, pedra regular ou irregular etc, sendo denominados de unidades de alvenaria pelo EC6[28] a menos quando aparentam aspeto irregular, assim como o ligante também é variável, podendo ser argila, betume, argamassa à base de cal/cimento entre outros[44].

Pela razão de ser um material heterogêneo, devem-se obter os valores das propriedades das alvenarias, recorrendo sempre que possível, aos ensaios experimentais ou através de fórmulas empíricas presentes na regulamentação EC6 [44]. Contudo, a aplicação desta regulamentação e a realização de ensaios experimentais nem sempre é possível implementar em edifícios e obras de engenharia existentes, sendo necessário recorrer à calibrações dos modelos ou mesmo aproximação de curvas obtidas através ensaios com curvas obtidas pela modelação, de maneira a se obter os valores o mais próximo dos reais.

### 3.2 Comportamento da alvenaria e mecanismos de colapso

O bom desempenho sísmico, segundo o EC8[29] depende de parâmetros como a regularidade no plano e em altura da estrutura, a existência de simetria, a simplicidade estrutural ou seja, uma boa distribuição da massa e rigidez por toda a estrutura. Porém, os edifícios já existentes de alvenaria de pedra, não se regiam por normas de projeto antissísmicas, apresentando assim, algumas irregularidades quer em altura quer em planta, dando pouca importância à simetria e pouca informação sobre os elementos que constituem a estrutura.

A ação sísmica, tem um impacto muito negativo em edifícios de alvenaria, provocando danos ou colapsos nas suas paredes quando não reforçadas. Destacam-se danos e colapsos para fora do seu plano, fendilhação por corte ou flexão no plano da parede, fendas nas zonas de paredes ortogonais e/ou paredes com ligações mal executadas, fendas entre aberturas ou

vãos, desintegração parcial ou mesmo o colapso de elementos verticais ou do edifício em si [36][44].

Assim, existem dois tipos de comportamento que as estruturas podem apresentar: comportamento no-plano da parede e comportamento fora-do-plano da parede.

O comportamento no-plano das paredes depende da geometria dos nembos, lintéis e aberturas, e ocorre geralmente quando a ligação entre as paredes ortogonais é eficiente.

Na figura 3.1, estão representados os quatro principais modos de rotura dos nembos:

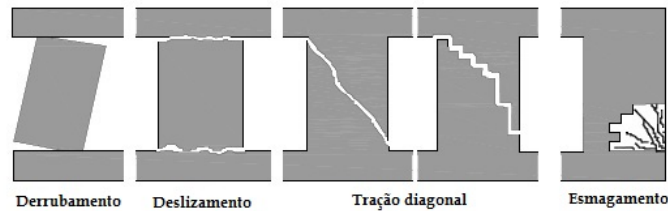


Figura 3.1: Modos de rotura dos nembos, adaptada de [36]

- Derrubamento, fenómeno induzido por flexão que gera fendas no topo e na base do nembro. O painel de alvenaria comporta-se como corpo rígido, rodando na própria base. Dá-se a falha do nembro quando a parede roda sobre um ponto, acontecendo maioritariamente em nembos delgados sujeitos a carregamento;
- Deslizamento, fenómeno associado à presença de forças horizontais aplicadas no nembro, superiores à resistência de corte (dá-se quando o carregamento vertical e o coeficiente de fricção é baixo). Caracteriza-se por fendas horizontais ao longo de toda a largura do nembro.
- Tração diagonal, ocorre quando os esforços de tração gerados pela ação sísmica são superiores à resistência de tração do painel de alvenaria.
- Esmagamento, acontece nos “cantos” do nembro, que correspondem a zonas onde as tensões de compressão são muito elevadas sendo superiores à capacidade resistente da alvenaria [36] [45].

Quanto aos lintéis, o seu comportamento é bastante semelhante ao dos nembos. Há que ter em consideração dois aspetos: o eixo dos lintéis é horizontal invés de vertical como nos nembos; o esforço normal nos lintéis, causado pelo carregamento vertical é mais baixo em comparação com os nembos. O primeiro aspeto é importante para alvenaria regular devido ao comportamento ortotrópico; o segundo, tem consequências em todos os tipos de alvenaria, uma vez que o esforço normal tem um papel importante na resistência. Por observação da figura 3.2 pode-se as forças geradas nos lintéis, sendo: (a) lintel sujeito a ação sísmica (b) lintel sem reforço (c) lintel reforçado. Note-se que no caso do lintel reforçado a compressão diagonal ocorre e os elementos inseridos para reforçar aumentam a capacidade resistente do lintel.

Nestas condições, os dois mecanismos de colapso que podem ocorrer nos lintéis são: [36] [13].

- Rotura devido à compressão excessiva nas diagonais;
- Rotura devido a tensão diagonal, falha por corte.

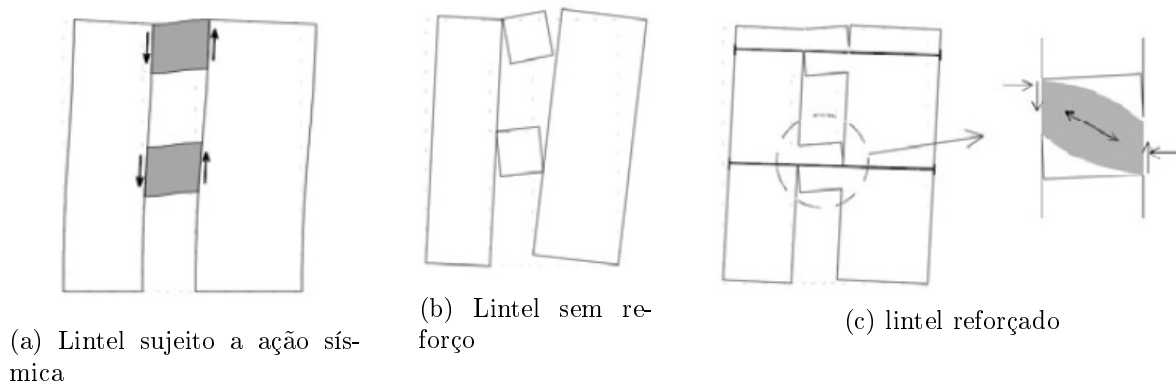


Figura 3.2: Modos de rotura dos lintéis, adotada de [39]

A eficiência da ligação entre paredes ortogonais e parede-pavimento é o que faz com que o mecanismo de colapso ocorra no-plano da parede ou fora-do-plano da parede. Quando estas ligações são eficientes, e os pavimentos rígidos (comportamento de diafragma), a estrutura tem um comportamento conjunto, recorrentemente denominado por “comportamento de caixa”. A este comportamento está associado o modo de rotura de fendilhação por corte nos panos de alvenaria. Na figura 3.3 a) e b) observa-se que a direção das fendas é perpendicular à direção principal de tração e depende das dimensões da parede [43] e que nessas situações as paredes na direção da ação horizontal suportam as paredes ortogonais[41]. Os efeitos da ação sísmica são maioritariamente locais, restringidos a cada piso.

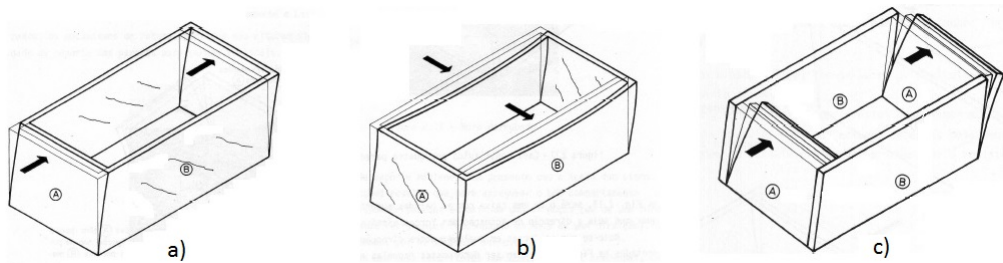


Figura 3.3: Ligação entre paredes ortogonais: a) e b) ligação eficiente, c) ligação ineficiente[41]

Contrariamente, quando as ligações entre as paredes ortogonais são deficientes (por exemplo a ligação entre as paredes de frontal e paredes de fachada), ocorrem danos fora-do-plano da parede, figura 3.3 c). Neste caso, o colapso da parede dá-se por flexão composta, ou seja, primeiramente dá-se o esmagamento do material, devido ao excesso de tensões de compressão geradas na interface das duas paredes de pisos consecutivos, e depois o derrubamento, pois o esmagamento proporciona uma diminuição da base de apoio para a parede superior.

A figura 3.4, pode induzir a erro pensando que este mecanismo de colapso apenas acontece localmente. Este mecanismo esmagamento - derrubamento (ou charneira), pode acontecer entre duas paredes consecutivas aleatórias. Na figura 3.5, encontra-se esquematizado o que acontece, pressupondo que a ligação entre as paredes de fachada e as paredes de frontal são fracas, sendo essa zona o “elo” mais fraco, que pode levar ao colapso da parede de fachada. Caso este mecanismo ocorra na base do edifício, pode-se dar o abatimento dos pisos superior, podendo conduzir ao colapso total da estrutura [33][26].

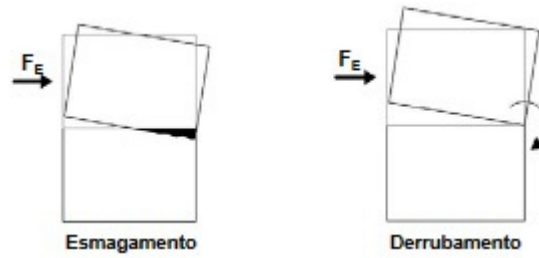


Figura 3.4: Mecanismo de colapso fora-do-plano [43]

As ligações entram primeiro em colapso no andar de cima, seguindo da propagação da ruptura dos restantes pisos inferiores, resultando de um efeito tipo dominó catastrófico. Quanto mais pisos se encontrar acima da charneira, assentes em bases de apoio fragilizadas, maior a probabilidade de colapso total da estrutura.

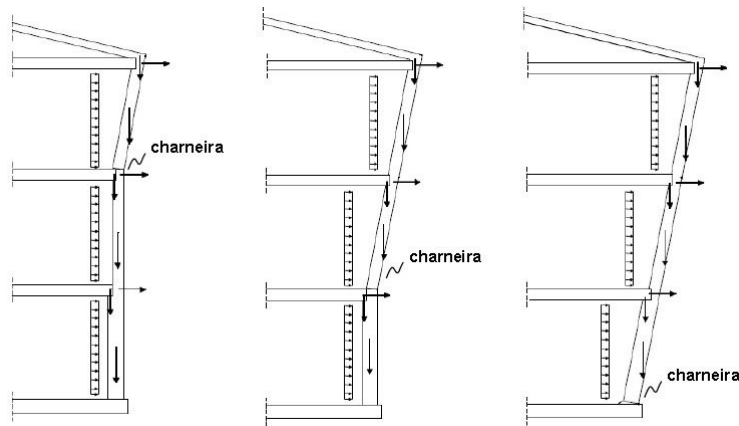


Figura 3.5: Mecanismo de colapso das fachadas fora-do-plano, por quebra de ligações [33]

### 3.3 Modelação de estruturas em alvenaria de pedra

A análise não linear de estruturas em alvenaria de pedra tem sido um tópico cada vez mais abordado por especialistas devido à importância da manutenção e conservação destes edifícios. A modelação numérica deste tipo de edifícios é um verdadeiro desafio para os engenheiros de estruturas, devido à complexidade do material, elevada presença de pormenores e diferentes técnicas de construção.

A alvenaria é um material compósito, que consiste em unidade de alvenaria e ligante. A interface entre as unidades de alvenaria e o ligante é, na maioria dos casos a zona de maior fraqueza do painel de alvenaria, e a responsável pelo comportamento inelástico da mesma. Dessa maneira, uma modelação detalhada, deve conter os elementos unitários, o ligante e a zona de interface. Por essa razão, uma modelação com grande detalhe, torna-se complexa e demorada, principalmente se se tratar de uma estrutura de grande dimensão [38]. Desenvolveram-se modelos para simplificar estas modelações detalhadas, surgindo a macro-modelação.

### 3.3. Modelação de estruturas em alvenaria de pedra

De entre os modelos, destacam-se modelos que recorrem a técnica de micro-modelação. Esta pode ser de tal modo detalhada que os blocos de alvenaria, as juntas de argamassa e as interfaces, são discretizados tal como é apresentado na figura 3.6 a). Pode ainda ser simplificada, onde as interfaces e a argamassa são modelados no mesmo elemento de junta sendo os blocos representados com a geometria expandida, visível em b) da figura 3.6 [23]. Na mesma figura, c) representa um tipo de modelo contínuo, onde a alvenaria é discretizada através de um único material - compósito. Neste tipo de técnicas de modelação, é muito recorrente a simulação numérica através do método dos elementos finitos [41]. A micro-modelação é normalmente utilizada na modelação e análise de estruturas de betão armado ou em grandes volumes de betão [23], na análise de estruturas de pequena dimensão, com importância nos detalhes estruturais, onde a interação entre os blocos e a argamassa é o principal interesse [38] [34].

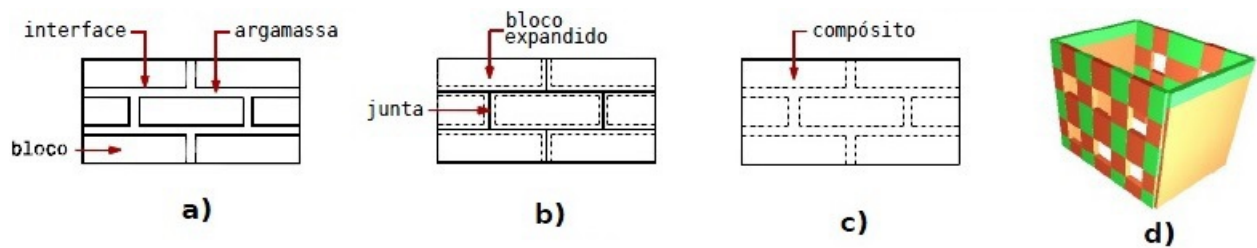


Figura 3.6: Representação de modelação a) micro-modelação detalhada; b) micro-modelação simplificada; c) modelos contínuos homogêneos e d) macro-modelação [41]

Já na macro-modelação 3.6 d), recorre-se à representação de partes inteiras da estrutura como paredes ou vigas (macro-elementos). A definição do comportamento não linear é definido para cada elemento de acordo com as leis constitutivas estabelecidas em termos de forças e deformações generalizadas (exemplo: momento-curvatura para as vigas e corte-deslizamento para as paredes), o que difere dos modelos acima referidos, onde as leis constitutivas relativas ao comportamento linear do material, são definidas através da relação tensões-deformações nos pontos de Gauss [41] [23]. Uma macro-modelação completa deve assim, reproduzir um elemento com material ortotrópico, com tensões e esforços de compressão diferentes ao longo do eixo do material[38] [34].

Os macro-modelos devem ser aplicados quando a estrutura é composta por paredes sólidas com dimensões suficientemente grandes de maneira a que as tensões geradas ao longo ou através do macro elemento sejam uniformes [38].

Este tipo de modelação, é o mais adequado para estruturas em alvenaria de pedra, uma vez que inclui simplificações, onde os macro-modelos permitem simular o comportamento global da alvenaria, visto que os blocos, a argamassa e interfaces são representadas como sendo apenas um elemento contínuo, fictício e equivalente [23] e onde, ao contrário do que se pretende com a micro-modelação a interação entre os blocos e a argamassa não é, geralmente, significativa para o comportamento global da estrutura [38], o que permite uma maior rapidez de execução e resultados satisfatórios.

Com o intuito de se fazer análises de verificação sísmica de edifícios de alvenaria já existentes, começaram a surgir modelos simplificados de análise com base na macro-modelação onde inclui o comportamento não linear dos materiais.

### 3.3.1 Método POR

Tomažević desenvolveu o método POR, um dos primeiros métodos para a análise de estruturas de alvenaria de pedra a incluir a não linearidade dos materiais. Este método parte do princípio do "mecanismo de colapso", isto é, prevê apenas mecanismos de colapso ao nível dos pisos por rotura dos nembos. Este método segue as seguintes hipóteses [35]: I) espessura constante da paredes em cada piso; II) pavimentos com comportamento de diafragma; III) apenas rotura por translação dos nembos; IV) comportamento elástico-perfeitamente plástico com ductilidade predefinida e rigidez elástica constante em cada nembro.

Este método admite que os elementos que discretizam a estrutura são indeformáveis, garantido a conexão entre as paredes e os pisos [23] [41]. Na figura 3.7 encontra-se esquematizado o método POR.

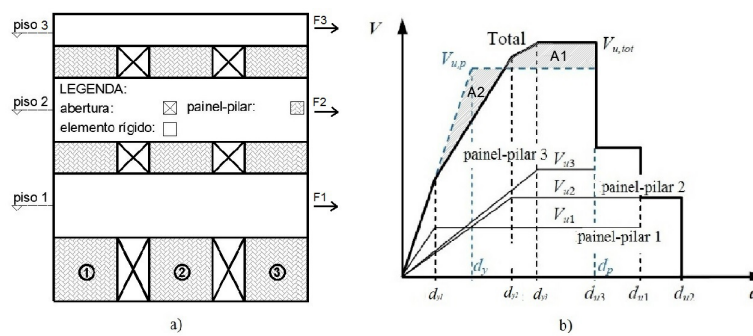


Figura 3.7: Método POR a) representa o modelo geométrico b) idealização da resposta global por meio de uma curva de capacidade bilinear [41]

### 3.3.2 Método Tremuri

Um outro método, desenvolvido por Gambarotta e Lagomarsino (1996) [30], Tremuri - atualmente implementado no programa 3Muri. Este método é baseado na utilização de macro-elementos deformáveis e rígidos.

O método Tremuri recorre à macro-modelação onde são definidos macro-elementos e nós rígidos, visíveis na figura 3.8, que constituem uma estrutura equivalente representativa do comportamento das paredes no plano [41]. Este método é baseado no método dos pórticos equivalente que define para uma alvenaria com aberturas, três elementos [24][41]:

- Macro-elemento nembro: elemento vertical entre as aberturas;
- Macro-elementos lintel: elemento horizontal, superiores ou inferiores, às aberturas;
- Nó rígido: zona de ligação entre os dois macro-elementos, considerado infinitamente rígido.

Os dois macro-elementos concentram os danos que podem ocorrer por efeito da atuação das ações (pesos próprios, sobrecargas, ações sísmicas) enquanto que a zona de nó rígido tem como objectivo a transferência das variáveis estáticas e cinemáticas entre os elementos deformáveis [41].

A geometria destes macro-elementos rege-se pela regra proposta por Dolce [46] segundo descrito no manual [51] e é descrita no anexo A.



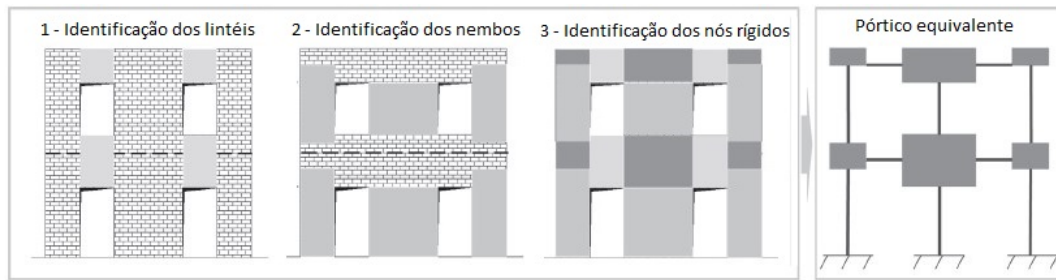


Figura 3.8: Idealização de pórticos equivalentes no caso de um edifício com aberturas distribuídas regularmente [30]

#### 3.3.3 Mecanismos de colapso - 3Muri

As anomalias mais frequentes nas paredes resistentes de alvenaria dos edifícios antigos, são a desagregação, esmagamento e fendilhação. A fendilhação pode ocorrer na zona corrente, na zona onde existem aberturas (janelas e/ou portas) e na zona de ligação entre paredes ortogonais. No caso das paredes de frontal tecido, por serem constituídas por madeira é recorrente que esta apodreça, enfraquecendo o frontal.

A zona de aberturas existentes nas paredes, são os pontos mais fracos desta, uma vez que no seu contorno, em especial no cantos, é onde se concentram mais as tensões que estão na origem do início e progressão da fendilhação. Esta fendilhação pode estar associada a falhas estruturais, como por exemplo a pouca resistência dos lintéis superiores da abertura que pode conduzir a esforços de flexão excessivos e fissuras verticais, ou relacionada com os esforços de corte gerados nessas zonas pela ação do sismo (observa-se muitas vezes neste caso, fendas cruzadas com aproximadamente  $45^\circ$ ) [3].

Para este tipo de análise, considera-se as paredes de alvenaria como elementos deformáveis por corte e flexão [45].

Na figura 3.9 são representados os principais modos de colapso de alvenaria no plano, considerados pelo programa 3Muri.

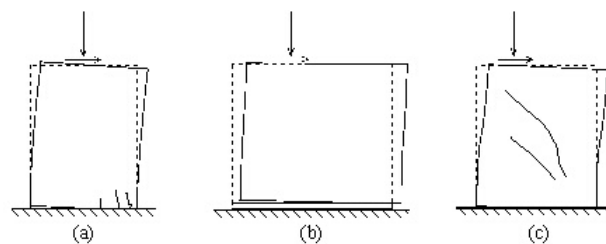


Figura 3.9: Imagem retirada do manual do 3Muri que representa os modos de colapso no plano de alvenaria; a) colapso por flexão composta; b) colapso por deslizamento de corte; c) colapso por fendilhação diagonal [51]



## Capítulo 4

# Avaliação da vulnerabilidade sísmica

### 4.1 Análise global do desempenho sísmico

É demasiado importante para ser ignorado, ter a consciência do estado de conservação dos edifícios na cidade de Lisboa. Desta forma, os especialistas e profissionais têm-se focado no estudo da vulnerabilidade sísmica dos edifícios. Entende-se por vulnerabilidade sísmica de um edifício a tendência para sofrer danos perante uma ação sísmica. Esta vulnerabilidade sísmica, seja ela de uma edificação ou de um conjunto de edificações, é consequência da sua construção e dos materiais utilizados [16].

A capacidade do edifício responder de forma segura quando exposto a uma ação sísmica, não depende apenas do conjunto edificado, mas de cada elemento individualmente, que deve ter um comportamento adequado nestas situações, e garantir assim, que as ligações entre os diversos elementos sejam eficientes. Salientando que as fragilidades locais conduzem à vulnerabilidade global do edifício [16].

O dimensionamento segundo normas antissísmicas não foi sempre aplicado, nem tido em consideração como acontece nos dias de hoje. Para tal, é necessário fazer análises mais profundas do que as correntes, recorrendo a modelos numéricos com auxílio do cálculo computacional para avaliar a vulnerabilidade sísmica das estruturas, averiguar quais as zonas mais fracas e consequentemente as intervenções necessárias a fazer.

Existem dois tipos de análise[29], que permitem conhecer o comportamento global de um edifício, a análise linear e a análise não linear sendo que estas diferem principalmente no fato da análise não linear considerar a não linearidade das propriedades dos materiais. Estes dois tipos de análise dividem-se ainda em estática e dinâmica, sendo a análise dinâmica uma análise temporal cujos resultados obtidos são mais precisos.

As análises estáticas-lineares são as mais usuais na prática de engenharia; requerem menos tempo de análise e menor esforço computacional, no entanto revela resultados mais superficiais por não ter em consideração a influência da não linearidade, apenas ter em conta a rigidez elástica do mesmo. Já a análise não linear, é mais completa e detalhada aproximando-se mais da realidade, visto ter em conta a não linearidade dos materiais. Tal como a análise linear, a análise não linear recorre ao espectro de resposta sísmica para a definição da ação sísmica

Para a realização do estudo da vulnerabilidade sísmica do edifício em análise nesta dissertação recorreu-se à análise estática não linear. Idealmente, deveria ser realizado uma análise não linear dinâmica pois esta retrata com maior precisão o que realmente acontece na estrutura. Contudo, devido à complexidade e ao computacional que esta análise exige, nesta dissertação optou-se por realizar uma análise estática não linear, mais concretamente uma

análise *pushover*.

### 4.1.1 Análise estática não linear - *Pushover*

A análise *pushover* ou análise estática não linear consiste numa técnica em que o edifício é submetido a cargas laterais monotonicamente de intensidade crescente, com uma distribuição determinada, até se atingir o deslocamento-alvo ou até atingir o colapso, que traduz um determinado nível de desempenho. Com a análise *pushover* pretende-se avaliar o desempenho, ou seja a capacidade resistente de uma estrutura e seus componentes, quando exposta a uma ação sísmica [27]. No decorrer de uma ação sísmica, o deslocamento-alvo representa uma estimativa da resposta máxima prevista do edifício [31].

Segundo o EC8[29] deverão aplicar-se pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais:

- “Uma distribuição “uniforme”, baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura (aceleração de resposta uniforme);
- Uma distribuição “modal”, proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direção considerada, determinada na análise elástica”.

A análise é realizada com a leitura dos deslocamentos obtidos para um determinado ponto - nó de controlo. É habitual considerar-se um ponto no topo da estrutura, onde os resultados são mais precisos, podendo existir exceções uma vez que o EC8 indica: “O deslocamento de controlo poderá ser considerado no centro de gravidade da cobertura do edifício. O topo de um piso parcial (*penthouse*) não deverá ser considerado como ponto de controlo [29]”.

A escolha deste nó de controlo deve ser feita de forma cuidada, de maneira a que este nó permita realizar uma análise cujo os resultados sejam os mais reais e coerentes possíveis. Não deve ser escolhido um nó que esteja próximo de elementos que entrem em colapso prematuramente (falha local). É recorrente que se encontre o nó de controlo após tentativa e erro.

Após escolhido o nó de controlo e as cargas aplicadas na estrutura, realiza-se a análise *pushover*. Desta análise resultam curvas de capacidade, que traduzem a relação da força de corte basal com o deslocamento da estrutura, determinado no nó de controlo previamente escolhido. Pretende-se que esta análise, seja representativa da resposta da estrutura, isto é, que permita obter a evolução da resposta estrutural do edifício, desde a sua fase inicial, comportamento elástico, passando pela fendilhação e cedência, até atingir o colapso. Isto permite, avaliar e descobrir os elementos estruturais e as zonas mais vulneráveis do edifício [26].

Idealmente as curvas de capacidade deveriam ter o comportamento idêntico ao da figura 4.1 no entanto, por se tratar de uma estrutura composta por materiais que apresentam comportamento complexos e não lineares e também devido à redistribuição de esforços na estrutura, este andamento pode não se verificar. Obtêm-se então curvas de capacidade com o andamento semelhante ao da figura 4.2, onde é possível observar inicialmente um comportamento elástico (aproximadamente até à recta verde), assim que começa haver fendilhação por parte dos materiais, o andamento apresenta uma degradação da rigidez, exibindo muitas vezes quebras de resistência e de redistribuição de esforços para garantir o equilíbrio estrutural do edifício (até à recta vermelha) e até ao final da curva a estrutura apresenta um comportamento plástico (entre a reta vermelha e amarela). De acordo com o EC8[29] esta curva é contínua até

ocorrer interrupção do carregamento, tal acontece para uma redução da força de corte basal de 20% do seu valor máximo.

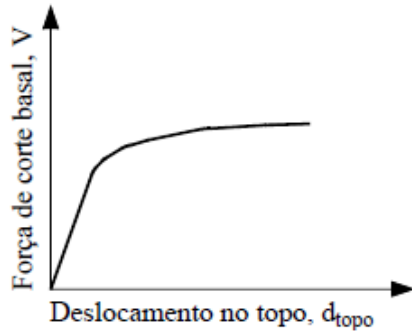


Figura 4.1: Curva de capacidade ideal [31]

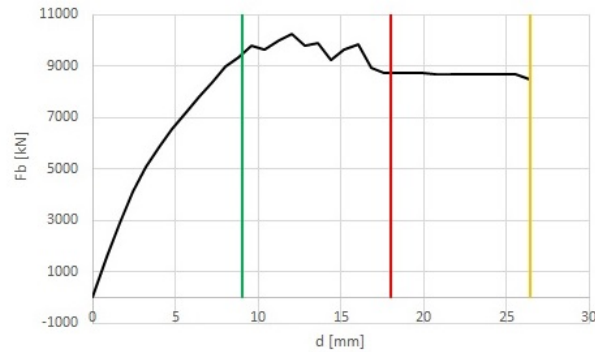


Figura 4.2: Curva de capacidade real

As curvas de capacidade são propriedades intrínsecas da estruturas e da forma como o carregamento é aplicado, sendo assim exclusivas do edifício e não uma resposta face a solicitações exteriores [31] [23] . O EC8[29] refere ainda que: “A relação entre a força de corte na base e o deslocamento de controlo (a “curva de capacidade”) deverá ser determinada por meio da análise pushover para valores do deslocamento de controlo entre zero e o valor correspondente a 150% do deslocamento-alvo.”

Uma vez que estas curvas de capacidade apresentam uma resposta complexa, é necessário convertê-las em curvas de capacidade idealizada bilinear. Esta curva bilinear converte a informação fornecida pela curva de capacidade do edifício num curva com apenas dois tramos, assumindo que o edifício tem comportamento elasto-plástico perfeito. Na figura 4.3 está representada a curva bilinear equivalente à curva de capacidade apresentada acima na figura 4.2.

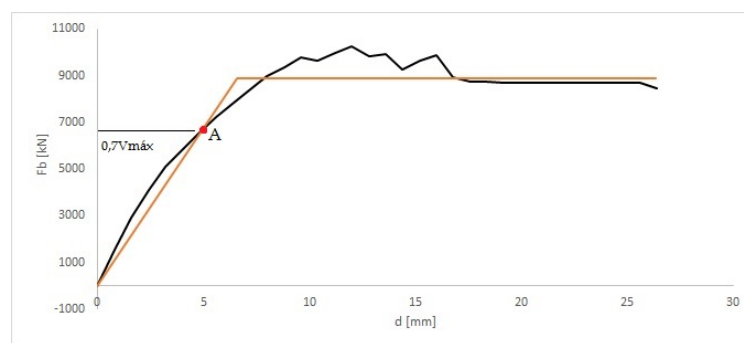


Figura 4.3: Curva de capacidade idealizada bilinear

A curva bilinear pode ser obtida de dois métodos distintos, sendo que o método que o 3Muri adota, valida os seguintes critérios:

- Ambas as curvas têm que se intercepar no ponto A que corresponde ao ponto cuja ordenada representa 70% do valor máximo de corte basal;

- As áreas sob e sobre as curvas de capacidade e idealizada bilinear têm que ser iguais.

### 4.1.2 Cálculo do deslocamento-alvo

Uma vez obtida a curva bilinear, é possível transformar a curva de capacidade do edifício com NGDL para uma curva de capacidade do sistema equivalente com 1GDL. Posteriormente é feita a transformação desta nova curva de capacidade num espectro de capacidade, que é o que se pretende para poder determinar o deslocamento-alvo da estrutura, sobrepondo o espectro de capacidade com o espectro de resposta elástico.

Existem diversos métodos para transformar a curva de capacidade de uma estrutura NGDL para uma estrutura de 1GDL, dos quais se destacam o método N2, presente no EC8[19][17], e o método sugerido na norma italiana ATC40[7]. O método que foi utilizado nesta dissertação é o método N2, por ser o sugerido pelo EC8[29].

#### 4.1.2.1 Transformação do sistema para um sistema equivalente com 1GDL

Em primeiro lugar, determina-se a massa do sistema equivalente calculada através da seguinte expressão:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2 \quad (4.1)$$

onde  $m_i$  corresponde à massa do piso  $i$ , e  $\Phi_i$  corresponde aos deslocamentos modais normalizados.

De seguida determina-se o coeficiente de transformação,  $\Gamma$ . Este coeficiente controla a passagem de um sistema para o outro.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (4.2)$$

Através deste coeficiente, consegue-se obter o valor para  $F^*$ , que corresponde à força do sistema equivalente com 1GDL e o valor de  $d^*$ , que é o deslocamento do sistema equivalente com 1GDL.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.3)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.4)$$

em que  $F_b$  e  $d_n$  correspondem à força de corte basal e ao deslocamento do nó de controlo do sistema com  $N$  graus de liberdade respetivamente.

Posto isto, já é possível determinar a relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica, como está representada na figura 4.4.

$F_y^*$  é a força de cedência, que representa também a resistência última o sistema idealizado que é igual a força de corte basal para a formação do mecanismo plástico. O ponto A presente na figura 4.4 representa o primeiro mecanismo plástico. O deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com 1GDL,  $d_y^*$ , é obtido por:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.5)$$

Onde  $E_m^*$  é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.

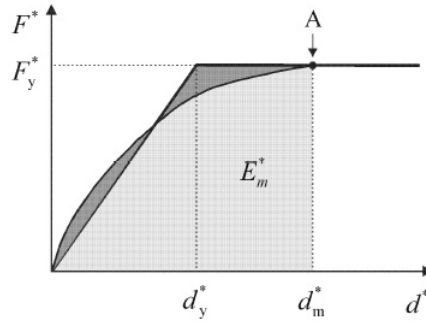


Figura 4.4: Relação idealizada força/deslocamento, EC8

A idealização da curva bilinear deve ser feita de forma a que a área da curva abaixo e acima da reta sejam novamente iguais.

Para a determinação do período do sistema idealizado equivalente,  $T^*$  com um só grau de liberdade utiliza-se a seguinte expressão:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.6)$$

#### 4.1.2.2 Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade

O deslocamento-alvo,  $d_t^*$  é determinado de acordo com o  $T^*$  e o valor de  $T_C$ .

- $T^* < T_C$ , períodos curtos e  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$  então a resposta é elástica:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (4.7)$$

em que ,

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (4.8)$$

- $T^* < T_C$ , períodos curtos e  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$  então a resposta é não linear:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (4.9)$$

em que  $q_u$  é a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado  $S_e(T^*)$  e na estrutura com resistência limitada  $F_y^*/m^*$ :

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (4.10)$$

- $T^* > T_C$ , períodos médios e longo:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (4.11)$$

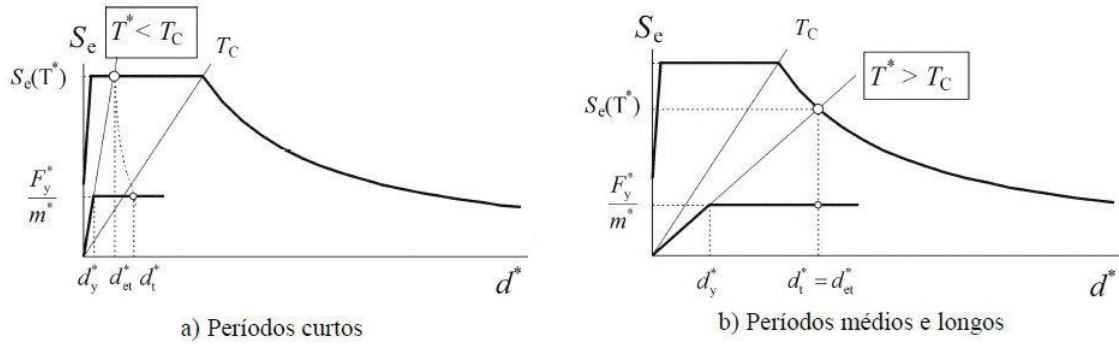


Figura 4.5: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com 1GDL

Na figura 4.5 estão representadas as expressões acima referidas para o cálculo do deslocamento-alvo, conforme o  $T^*$ . Os gráficos apresentam a sobreposição do espectro de resposta elástica com o espectro de capacidade determinado anteriormente. Para  $T^* > T_C$  o valor de  $d_t^*$  pode ser obtido diretamente do gráfico.

#### 4.1.2.3 Determinação do deslocamento-alvo para o sistema com NGDL

O deslocamento-alvo para o sistema com N graus de liberdade determina-se através de:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (4.12)$$

#### 4.1.3 Curvas de fragilidade

Como sequência da análise *pushover*, é comum obter-se as curvas de fragilidade do edifício em estudo que quantificam a estimativa do dano causado pela ação sísmica. As curvas de fragilidade fornecem informação relativamente à probabilidade de um edifício igualar ou exceder um determinado estado de dano. Existem várias formas de obter as curvas, nesta dissertação seguiu-se a metodologia indicada em HAZUS[20], considerando-se os parâmetros referentes aos estados de dano utilizados no Projeto RISK-UE[18].

Na construção das curvas de fragilidade, segundo Hazus[20] é considerada uma função densidade de probabilidade com distribuição *lognormal*. O número de curvas obtidas depende de quantos estados de danos se consideram. Segundo esta metodologia são obtidas quatro curvas em que cada curva delimita a transição entre cada estado de dano e é designada de limite do estado de dano como se pode observar na figura 4.6.

As curvas são definidas de acordo com a intensidade da ação sísmica que pode ser medida, por exemplo, em termos de valor médio de deslocamento espectral ou do desvio-padrão (que representa a incerteza associada a cada limite de estado de dano).

A expressão 4.13 determina a probabilidade de um determinado estado de dano ser igual ou excedido, em função do deslocamento espectral, onde  $S_d$  corresponde ao valor do deslocamento espectral,  $ds$  representa o estado de dano,  $\bar{S}_{d,ds}$  é o valor mediano do deslocamento espectral para o qual o edifício atinge o limite do estado de dano,  $\beta_{ds}$  é o desvio padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral correspondente ao estado de dano e por fim  $\Phi$  representa a função de distribuição cumulativa normal.

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (4.13)$$



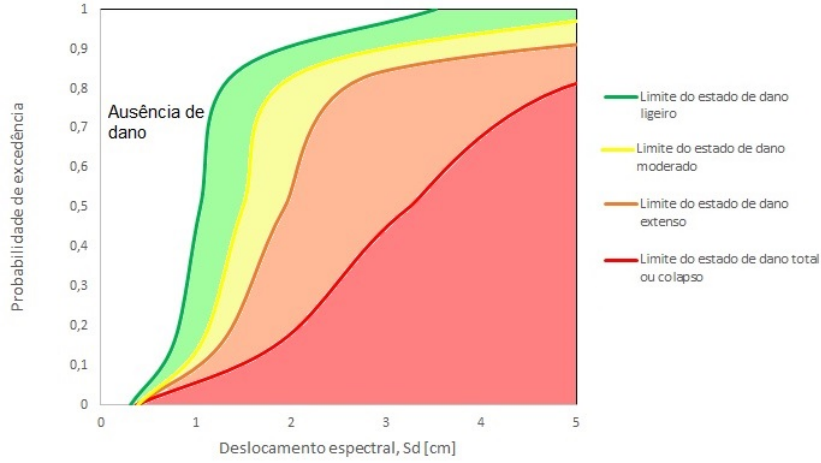


Figura 4.6: Exemplo de curvas de fragilidade

Os valores do desvio-padrão são calculados através das expressões 4.14 - 4.17 utilizadas no projeto RISK-UE, onde se considerou que o valor do desvio-padrão está associado ao valor da ductilidade última,  $\mu_u$  calculada através da expressão 4.18. Os números de 1 a 4 correspondem aos limites dos estados de dano, do leve até ao de colapso respetivamente.

$$\beta_{sd1} = 0,25 + 0,07 \ln(\mu_u) \quad (4.14)$$

$$\beta_{sd2} = 0,20 + 0,18 \ln(\mu_u) \quad (4.15)$$

$$\beta_{sd3} = 0,10 + 0,40 \ln(\mu_u) \quad (4.16)$$

$$\beta_{sd4} = 0,15 + 0,50 \ln(\mu_u) \quad (4.17)$$

$$\mu_u = \frac{Sd_u}{Sd_y} \quad (4.18)$$

Os valores medianos de deslocamento espectral,  $\overline{Sd}_{ds}$ , respetivos a cada limite do estado de dano são obtidos através das expressões 4.19 - 4.22.

$$\overline{Sd}_1 = 0,70 Sd_y \quad (4.19)$$

$$\overline{Sd}_2 = Sd_y \quad (4.20)$$

$$\overline{Sd}_3 = Sd_y + 0,25(Sd_u - Sd_y) \quad (4.21)$$

$$\overline{Sd}_4 = Sd_u \quad (4.22)$$

Através destas expressões, obtém-se os valores necessários para traçar as curvas de fragilidade para cada edifício e analisar a probabilidade de ocorrência respetivamente a cada estado limite de dano.

### 4.2 Análise de deslocamentos

Uma outra abordagem, que permite determinar a vulnerabilidade sísmica de um edifício é o deslocamento horizontal que os seus elementos verticais sofrem, drifts.

Na presença de uma ação sísmica, os pavimentos estão encarregues de transferir as forças horizontais e verticais para os elementos verticais, para que estes os possam transmitir para as fundações e para o solo. Os pavimentos permitem a interação entre as paredes e assim providenciar a resposta global da estrutura. Esta interação entre as paredes, depende da eficiência da ligação entre o pavimento e as paredes e da ligação parede-parede. Assim, a resistência das paredes e a composição do pavimento são os elementos que definem a como é que as cargas podem ser distribuídas nesta situação.

#### 4.2.1 Deslocamento horizontal relativo entre pisos

Um edifício cujos pavimentos são considerados rígidos, tende a apresentar deslocamentos mais elevados na presença de ações sísmicas contrariamente a edifícios compostos por pavimentos flexíveis. Isto deve-se ao facto de os pavimentos rígidos conseguirem redistribuir os esforços mais uniformemente e com maior eficiência, quando se dá a rotura de elementos [12].

Este é um parâmetro que, para edifícios cujos elementos de fachada são em alvenaria de pedra, tem bastante interesse em estudar. Não só, pelo o facto das alvenarias de pedra apresentarem uma fraca resistência à tração, não permitindo que o edifício consiga acompanhar o deslocamento imposto pela ação sísmica, mas também pelo facto de que ser necessário controlar este deslocamento, uma vez que, caso seja excessivo, possa indicar que algum elemento colapsou levando a que a parede não esteja totalmente ligada à restante estrutura.

Para estruturas assimétricas, é também importante estudar o deslocamento horizontal relativo entre pisos, pois permite identificar as zonas onde existe maior deslocamento fora-do-plano, e consequentemente onde podem ser desencadeados mecanismos de colapso fora-do-plano.

De acordo com o prescrito no EC8 [29], seguindo o *critério de “limitação de danos” sob uma ação sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior do que a ação sísmica de cálculo correspondente ao requisito de “não ocorrência de colapso”* (análise *pushover*), devem ser satisfeitos os seguintes requisitos [29]:

- 1 para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r \nu \leq 0,005h \quad (4.23)$$

- 2 para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r \nu \leq 0,0075h \quad (4.24)$$

- 3 para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r \nu \leq 0,010h \quad (4.25)$$

Onde,

$d_r$  corresponde ao valor de cálculo do deslocamento entre pisos [m];  $h$  é a altura entre os pisos;  $\nu$  é o coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos. Toma o valor de 0,40 para uma ação sísmica do tipo 1 e 0,55 para uma ação sísmica do tipo 2.

Uma vez que estas verificações não são as mais adequada para edifícios existentes em alvenaria de pedra, por se destinarem a edifícios recentes, como é o caso de edifícios com paredes em betão armado ou alvenaria de tijolo, os drifts serão também verificados, segundo o EC8-3 capítulo C.4.3[15]: *“A capacidade de uma parede de alvenaria não reforçada controlada por esforço transversal deve ser expressa em termos de drift e igual a 0,004 (0,4%) para paredes sísmicas primárias”*

Uma outra abordagem para verificação dos limites correspondentes aos drifts é a comparação com os valores recomendados pelo regulamento americano FEMA 356/357 [21], pois este regulamento indica limites para os valores de drift, tendo em conta o estado de degradação da estrutura, contrariamente ao EC8 que apenas indica limites para situações de serviço, para controlo e limitação de danos.

Neste regulamento, são apresentados quatro níveis de desempenho para o edifício:

- Nível operacional, apresenta dano global muito pouco significativo: praticamente não existe perda de rigidez e resistência da estrutura, apresenta muito poucas fendas nos elementos verticais e estruturais. Todos os sistemas para um comportamento normal da estrutura estão operacionais;
- Nível de ocupação imediata, apresenta dano global ligeiro: semelhante ao nível anterior mas com apenas alguns equipamentos não operacionais como por exemplo elevador;
- Nível de segurança de vida, apresenta dano global moderado: ligeira diminuição da rigidez e resistência do edifício, inexistência de falhas fora-do-plano das paredes, algum drift permanente, existência de fendas e danos distribuídas ao longo das paredes, esmagamento dos elementos secundários extenso, algumas fendas na zona de aberturas e cunhais.
- Nível de prevenção do colapso, apresenta dano global severo: número elevado de elementos principais e secundários “esmagados”, fendas extensas nos elementos principais e secundários, elevado drift permanente, algumas saídas bloqueadas, edifício perto do colapso.

Para estruturas em alvenaria reforçada, o limite máximo de drift correspondente a cada nível é de 0,2% para o nível de ocupação imediata, 0,6% para o nível de segurança de vida e 1,5% para o nível de prevenção do colapso.

### 4.2.2 Análise fora-do-plano

Como já foi anteriormente mencionado, comportamento fora-do-plano é um aspeto com bastante relevância em edifícios de alvenaria, especialmente nos mais antigos, pois estes nem sempre foram dimensionados segundo regulamentações sísmicas como acontece nos dias de hoje.

Também, a ligação entre os diversos elementos constituintes num edifício, por vezes, não se encontram em condições de satisfazer os requisitos necessários para um bom desempenho global do edifício. São exemplos destas ligações, as ligações entre duas paredes ortogonais, ligações entre os pavimentos e as paredes que o suportam, ou apenas entre as vigas e as paredes que as suportam. Mesmo quando estas ligações são eficazes, podem-se gerar mecanismos de colapso fora-do-plano devido à elevada esbelteza dos elementos verticais (rácio entre o comprimento e a espessura)[50].

Assim, para edifícios antigos em alvenaria de pedra que já foram alvos de intervenção, é importante estudar o comportamento fora-do-plano das paredes que o constituem, afim de se identificar as zonas mais vulneráveis da estrutura onde poderão ser desencadeados mecanismos de colapso fora-do-plano.

Quando determinadas as zonas onde podem ser desencadeados os mecanismos de colapso fora-do-plano, pode-se recorrer à ferramenta implementada no programa 3Muri, que permite definir um possível mecanismo de colapso local, e fazer a verificação quanto ao seu comportamento fora-do-plano.

Segundo o EC8 [15], a resistência de cada elemento de alvenaria estrutural deve ser avaliada segundo a regulamentação presente no EC6 [28], no entanto o EC6 não tem em conta a ação sísmica, e para tal é necessário recorrer a três métodos descritos no EC6 para determinar um valor de resistência do elemento aproximado. Na secção 6.4 do EC6, encontram-se os três métodos, sendo eles os seguintes:

- 1 Método utilizando o fator  $\Phi$  – utilização do fator de redução  $\Phi$ , representando a esbelteza e excentricidade dos carregamentos, incluindo as forças de inércia provenientes da ação sísmica.
- 2 Método utilizando resistência à flexão aparente – este método permite aumentar a resistência à flexão de projeto dos elementos de alvenaria, através do carregamento vertical permanente obtendo uma resistência à flexão aparente utilizada para a verificação.
- 3 Método utilizando coeficientes equivalentes para momento de flexão – obtêm-se momentos de flexão equivalentes através de combinações que permitem combinar o cálculo de carregamento vertical e horizontal.

Para além destes três métodos, desenvolvidos para serem aplicados em alvenarias (qualquer tipo) não reforçadas, existem ainda outros métodos, dos quais se destacam [50]: ASCE/SEI 41-1 (norma americana); norma australiana 3700-2011; norma neozelandesa 2016; norma italiana 2008 etc...

De entre estas regulamentações, a italiana [40], que aborda este tema com base nos valores obtidos das acelerações geradas em cada mecanismo, foi considerada a mais adequada para ser abordada nesta dissertação, pois tem sido desenvolvida e aprofundada para este tipo de construção e encontra-se implementada no programa 3Muri.

A verificação de cada mecanismo de colapso é determinada através da comparação do valor da aceleração sísmica espectral para ativar o mecanismo de colapso,  $a_{0-min}^*$ , com os valores de aceleração máxima resistente do mecanismo,  $a_0^*$ .

A determinação do valor de  $a_{0-min}^*$  pode ser segundo duas hipóteses. Na primeira hipótese, esta é calculada a partir de elementos que se encontram em contacto com o terreno, enquanto que para a segunda hipótese a aceleração é calculada a partir de elementos que se encontram a uma determinada altura ( $Z$ ) do terreno.

Para a primeira hipótese determina-se o valor de  $a_{0-min}^*$  através da expressão 4.26 e para o segundo caso através da expressão 4.27.

$$a_{0-min}^* = \frac{a_{gd} \cdot S}{q} \quad (4.26)$$

$$a_{0-min}^* = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (4.27)$$

Onde,

$a_{0-min}^*$  é a aceleração sísmica espectral do mecanismo;

$a_{gd}$  é função da probabilidade de exceder o estado limite seleccionado;

$S$  é o coeficiente de acordo com o tipo de solo e as condições topográficas;

$q$  é o fator de comportamento estrutura;

$S_e(T_1)$  espectro de resposta elástica horizontal da aceleração à superfície do terreno, avaliado para o período de vibração fundamental  $T_1$ , função da probabilidade de excedência do estado limite definido (o programa adota um valor de 63%);

$T_1 = 0.005H^{(3/4)}$  onde  $H$  corresponde a altura do edifício;

$\Psi(Z)$  corresponde ao primeiro modo de vibração na direção considerada, padronizada para o topo do edifício, calculado através da expressão  $\Psi(Z) = \frac{Z}{H}$ ;

$\gamma$  coeficiente de participação modal, calculado através da expressão  $\gamma = 3N/(2N + 1)$  com  $N$  igual ao número de pisos do edifício.

Assim, após calculados os valores de aceleração sísmica espectral estimados para cada mecanismo de colapso, comparam-se com os valores de aceleração máxima resistente do mesmo mecanismo, esperando que sejam inferiores.



## Capítulo 5

# Caso de estudo

### 5.1 Caracterização do edifício

O edifício em estudo, é um edifício de habitação que terá sido construído já no século XIX. Devido à presença de paredes de frontal, característica predominante desse período, permitindo classifica-lo como Pombalino. Este edifício está localizado na Rua de S. João da Praça n<sup>os</sup> de 29 a 39, na freguesia da Sé em Lisboa. A planta de localização do edifício encontra-se na figura 5.1.



Figura 5.1: Planta de localização do edifício

A entrada no edifício pode ser feita a partir de duas entradas, uma na esquina da Rua de S. João da praça com o Largo Júlio Pereira, onde é composto por um piso térreo, dois pisos elevados, um sótão e uma cobertura inclinada de duas águas e outra nos n<sup>os</sup> 37 a 39, onde o edifício possui um piso térreo, três pisos elevados, um sótão e uma cobertura inclinada de uma água de onde nasce uma janela de trapeira.

### 5.2 Intervenções efetuadas

O edifício ainda mantém a maioria da sua estrutura original. Foram realizadas inspeções e estudos de diagnóstico para averiguar o estado de conservação do edifício.

A primeira inspeção, realizada a fevereiro de 2000, permitiu conhecer o estado em que se encontrava o edifício. Constatou-se que as paredes de fachada apresentavam assentamentos e consequentemente fendilhações. Sabe-se que o edifício encontra-se sob terrenos miocénicos atribuídos ao estrato designado por “Aréolas de Estefânia” (formações areno-siltosas) com intercalações arenítico-calcários. Além disso, o edifício situa-se perto da antiga estrutura de captação de água potável na zona envolvente do Chafariz d’El Rei, que ao longo do tempo tem provocado arrastamento dos finos que assoreavam o depósito Mãe-de-água, fazendo com que o solo sob o Largo Júlio Pereira se fosse, lentamente e progressivamente, alterando.

Estas alterações a que o solo foi sujeito ao longo dos anos, originou um processo de descompressão e descompactação das areias, o que abrangeu uma área muito extensa e com profundidade superior a 10 m abaixo da base do depósito, provocando dessa maneira assentamentos e deformações preocupantes nos edifícios por perto, incluindo o edifício em estudo [4]. Os principais danos encontravam-se ao nível das paredes de fachada e dos pavimentos.

Foram então elaborados vários projetos de reforço, que consistiram em: reforçar as fundações, elementos verticais estruturais, pavimentos, execução de novos elementos estruturais quando necessário, reforço da cobertura, e execução de lintel de coroamento no topo do edifício.

#### 5.2.1 Fundações

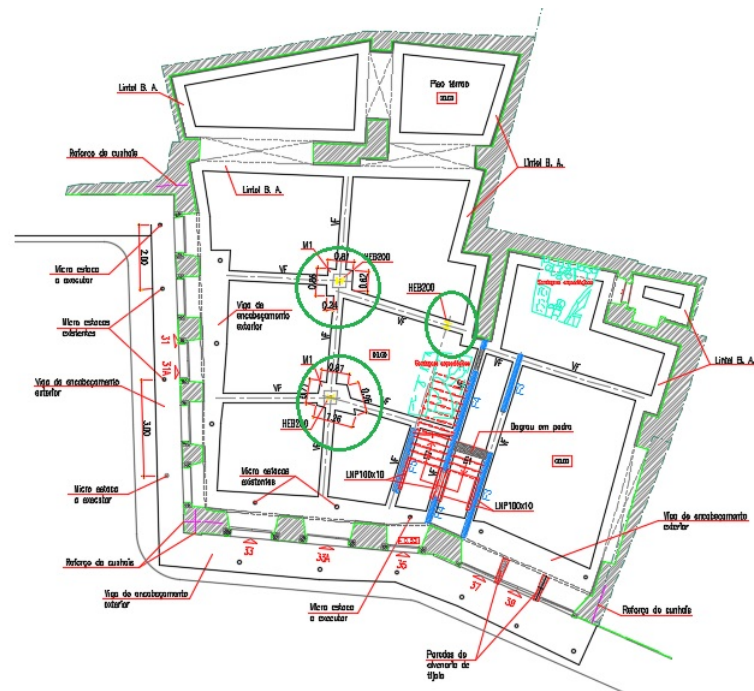
Para reforçar as fundações, foram executadas micro-estacas afastadas entre si de 2,50 m em dois alinhamentos paralelos à fachada principal, que distam 0,50 m para o interior do edifício e entre 0,80 m a 1,00 m para o exterior do mesmo. Com esta intervenção pretendeu-se consolidar as fundações das paredes de alvenaria estabilizando o terreno prevenindo a aparição de assentamentos e fendilhações no futuro.

#### 5.2.2 Elementos verticais

Uma segunda inspeção, foi realizada em 2012 para refazer uma análise diagnóstico do edifício e conhecer seu estado de conservação. Constatou-se novamente o assentamento em alguns elementos verticais, provocando o desalinhamento nos vãos de peito e de sacada. Estas deformações e assentamentos advêm da descompressão do solo que ocorreu anteriormente onde já foram executadas micro-estacas, encontrando se agora numa situação de estabilidade.

Nas paredes de frontal, verificou-se a sua discontinuidade, do 1º piso para o piso R/C, como se pode observar nas plantas da figura 5.2a e da figura 5.2b. Para tal, de maneira a garantir resistência às cargas verticais e horizontais, executou-se um conjunto de trabalhos de reforço nos elementos verticais e nas ligações, que consistiam em pregagens e cintagens para permitir a correta distribuição de paredes interiores dotadas de estruturas de madeira robustas [6].





(a) Piso R/C



(b) 1º piso

Figura 5.2: Plantas de pisos: os elementos circundados a verde correspondem aos elementos metálicos; os elementos a azul correspondem às paredes de frontal; os elementos a vermelho correspondem às vigas metálicas

As paredes de alvenaria exteriores foram reforçadas através da execução de um reboco de betão armado com espessura de 6 cm no lado interior do edifício, como se pode observar na figura 5.3.

As paredes de frontal, figura 5.4, foram também reforçadas igualmente com uma lâmina de reboco armado de 3 cm em cada lado do frontal. As paredes de frontal que apresentavam maiores danos, foram demolidas, reconstruídas de novo e reforçadas com a mesma técnica.

Para aumentar a capacidade de absorção dos esforços de tração nas paredes provenientes de ações sísmicas, reforçaram-se as ligações entre as paredes. Nas paredes de alvenaria de pedra foram realizadas ligações através de varões roscados chumbados nas mesmas e fixos às paredes de frontal através de chapas metálicas. As ligações das paredes de frontal às paredes de alvenaria foram efetuadas através do embebimento de barras verticais e horizontais (prumos e travessanhos) nas paredes de alvenaria.

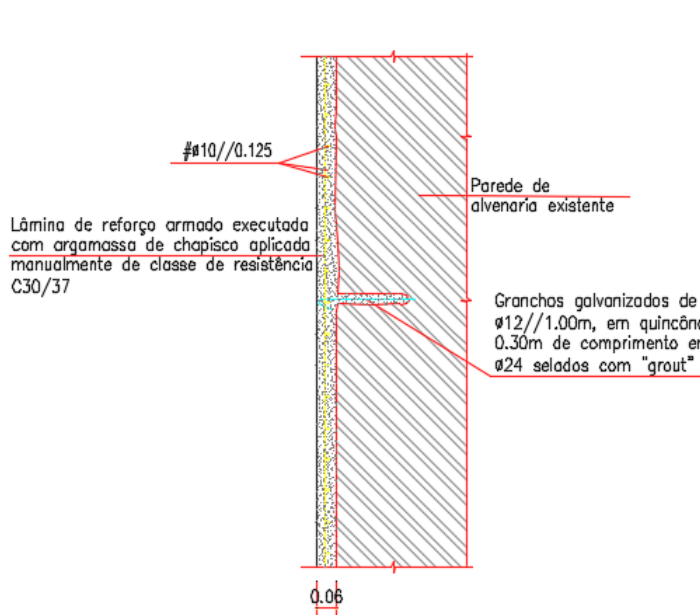


Figura 5.3: Pormenor do reforço das alvenarias de fachada

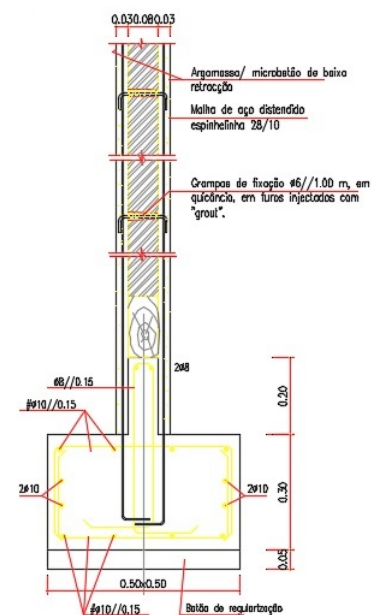


Figura 5.4: Pormenor do reforço da parede de frontal

Os elementos verticais resistentes resumem-se às paredes de fachada e paredes de frontal, de modo a permitir um apoio intermédio dos vigamentos de madeira. As paredes de tabique existentes são apenas divisórias. A cobertura, é suportada por vigas e madres de madeira. Esta estrutura de suporte da cobertura apoia-se nas paredes do contorno exterior e nas paredes de frontal interiores.

Em caso de sismo, os cunhais de paredes de fachada são zonas sujeitas a esforço. Sabe-se que um dos modos de colapso deste tipo de edificios é rotura entre panos de alvenaria na zona dos cunhais. Tendo em conta este facto, realizaram-se pregagens curtas, através da furação a partir das paredes de empena, atravessando-as e atravessando as paredes ortogonais a estas. Este reforço pode também ser realizado pelo interior através da fixação de cantoneiras metálicas ao nível dos pisos [6].

Nas figuras 5.5, 5.6 e 5.4 estão apresentados alguns dos pormenores de reforço que foram desenvolvidos pelos projetistas de estruturas e que já se encontram executados:

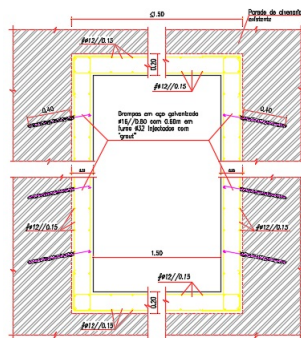


Figura 5.5: Re-  
forço nos vãos

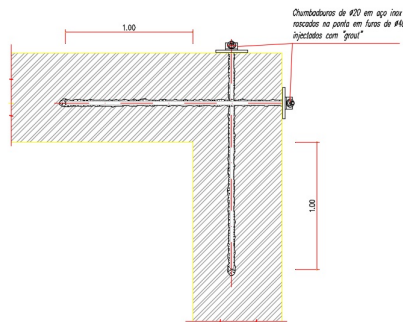


Figura 5.6: Reforço nos cu-  
nhais

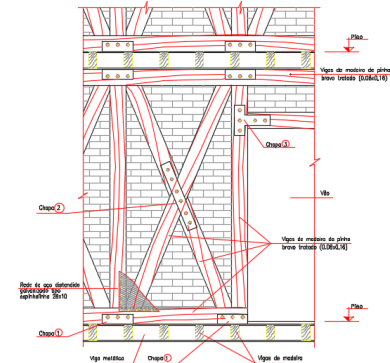


Figura 5.7: Reforço com  
chapas metálicas

- Reforço dos vãos de abertura inferior ou igual a 1,5 m através de uma “cinta” de 0,20 cm de espessura em betão armado com o propósito de absorver as tensões elevadas que aí se instalam, figura 5.5.
- Reforço nos cunhais entre paredes de alvenaria de pedra ortogonais através da execução de pregagens com chumbadores de aço  $\varnothing 20$  e injetados com “grout”, figura 5.6].
- Reforço dos frontais com a introdução de chapas metálicas[5.7].

### 5.2.3 Abertura de vão

De acordo com a Câmara Municipal de Lisboa, existiam já algumas alterações feitas, que consistiram na abertura do vão central na porta nº39, reforçado com dois perfis INP 300 colocados na horizontal a nível do primeiro andar, apoiados nas extremidades das paredes de alvenaria, e ainda dois perfis UNP 140 verticais ligados entre si, a terços do vão, por um varão roscado nas pontas com porca e anilha. Entre os dois perfis, o espaço foi preenchido com tijolo maciço [4]. Pormenor visível na figura 5.8.

### 5.2.4 Pavimentos

Antes das intervenções de reforço, o edifício era constituído por pavimentos maioritariamente de madeira, com soalho simples, apoiados nas paredes de frontal e de fachada suportado por vigamentos do mesmo material, orientados segundo a direção perpendicular às fachadas. Os pavimentos das zonas húmidas foram substituídos por lajes colaborantes, apoiadas em perfis metálicos HEA 160, quando se tratar de frontais, e LNP 100 Chumbadas às paredes de alvenaria [6].

### 5.2.5 Outros

Foi executado um lintel de coroamento no topo das paredes de alvenaria de pedra exteriores, de maneira a cintar o edifício e a servir de apoio para a nova cobertura. A cobertura existente, foi demolida e substituída por uma estrutura nova, constituída por perfis principais metálicos e elementos secundários de madeira.

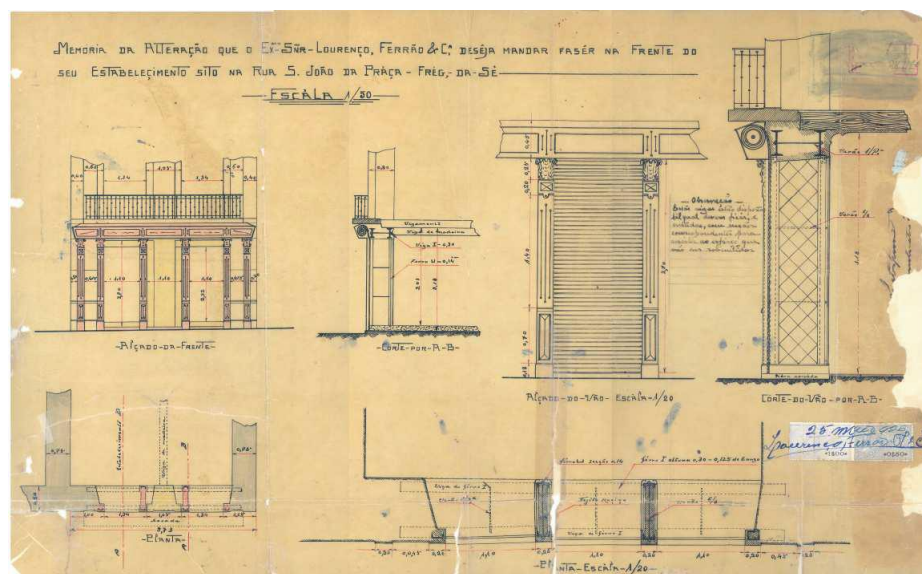


Figura 5.8: Pormenores de abertura de vão CML

Com o estudo diagnóstico, foi possível conhecer melhor a estrutura do edifício e respetivos elementos, conseguindo elaborar um projeto de reabilitação com as principais intervenções estruturais adequadas às necessidades detetadas, de maneira a tornar o edifício adequado para o futuro que será de habitação.

### 5.3 Modelação do edifício

A modelação do edifício em estudo foi feita com recurso ao programa 3Muri [51], de acordo com a documentação fornecida pelo gabinete de projeto A2P. Neste capítulo vão ser descritas as considerações que se teve nesta modelação.

3Muri [51], desenvolvido por S.T.A DATA em cooperação com a Universidade Italiana de Génova, é a versão comercial do programa Tremuri, desenvolvido por S. Lagomarsino, A.Penna, A.Galasco e S.Cattari [30]. Este programa tem a capacidade de efetuar análises estruturais e verificações da segurança sísmica de edifícios de alvenaria de pedra, seja ela simples, armada, mista (com betão armado, aço ou madeira), ou reforçada com FRP's. O 3Muri tem a vantagem de a análise se processar com maior rapidez e simplicidade, especialmente em aspetos de modelação por utilização de macro-elementos. O software tem como base regulamentar a norma italiana NTC 2008 [40], assim como o EC8 [29], e adota a metodologia de Tremuri.

### 5.3.1 Propriedades mecânicas da alvenaria de pedra

Ambos os elementos verticais, paredes de alvenaria exteriores e paredes de frontal, foram reforçados com a introdução de uma lâmina de betão armado e reboco armado.

As paredes de alvenaria exterior foram rebocadas pelo lado interior com uma lâmina de 6 cm de espessura de betão C30/37 embebendo uma malha de aço  $\varnothing 10 // 0.125$  fixas às paredes por ganchos  $\varnothing 12 // 1.00$  em quincôncio.

O valor do módulo de elasticidade  $E$  da paredes de alvenaria exteriores foi obtido através da transformação da secção existente, alvenaria de pedra e lâmina de betão, numa secção

composta por um material equivalente. Para esta transformação, calculou-se o módulo de elasticidade e o peso volúmico do material equivalente,  $\gamma$ .

Esta aproximação dos valores pelo cálculo do material equivalente não teve em conta a participação da malha de aço. No entanto esta foi colocada posteriormente no modelo final no programa 3Muri, pois o programa assim o permite. O valor da espessura da alvenaria de pedra, apesar de ser claro pelas plantas que é variável, na modelação foi considerada uma espessura constante de 60 cm por ser um valor médio bastante representativo.

No cálculo do módulo de elasticidade da parede equivalente, considerou-se o valor de 1,0 GPa para o módulo de elasticidade da alvenaria de pedra  $E_{pedra}$  (valor adotado pelo gabinete A2P), e o valor de 33 GPa para o módulo de elasticidade do betão,  $E_{betão}$  C30/37, obtendo-se assim um valor aproximado de 3.9 GPa e um  $\gamma$  de 22,27 kN/m<sup>3</sup>.

Para realização da análise *pushover*, foi necessário obter ainda os valores relativos às propriedades dos materiais no seu estado fendilhado. Visto não ser possível obter estes valores através de cálculo numérico, recorreu-se à tabela presente no regulamento italiano NTC - Norme Tecniche per le Costruzioni [40], apresentada na tabela 5.1 implementada no 3Muri. Em Itália, têm sido desenvolvidos diversos estudos com bastante aprofundamento sobre as características das alvenarias, e têm disponível esta tabela onde é possível enquadrar diversos tipos de alvenaria. Desta tabela retiraram-se os valores correspondentes aos parâmetros de tensão resistente de compressão  $f_m$ , tensão resistente de corte  $\tau_0$ , que dizem respeito a uma parede cujo o  $E$  equivale a 3.9 GPa.

Tabela 5.1: Tabela C8A.21 da NTC08, alvenaria de pedra traduzida de [40]

Tipologia da alvenaria	$f_m$ (MPa)	$\tau_0$ (MPa)	$E$ (GPa)	$G$ (GPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min - max	min - max	min - max	min - max	
Alvenaria de pedra irregular	1,0 - 1,8	0,020 - 0,032	0,690 - 1,05	0,230 - 0,350	19
Alvenaria de pedra desaparelhada com paramento de espessura limitada e núcleo interno	2,0 - 3,0	0,035 - 0,051	1,02 - 1,44	0,340 - 0,480	20
Alvenaria de pedra aparelhada com boa conexão	2,6 - 3,8	0,056 - 0,074	1,50 - 1,98	0,500 - 0,660	21
Alvenaria de cantaria	6,0 - 8,0	0,090 - 0,120	2,40 - 3,20	0,780 - 0,940	22
Alvenaria de tijolo semipreenchido com argamassa cimentícia	5,0 - 8,0	0,24 - 0,32	3,50 - 5,68	0,875 - 1,400	12

Na tabela 5.2 apresentam-se os valores finais correspondentes às paredes de fachada reforçadas.

Tabela 5.2: Valores parede fachada em alvenaria de pedra reforçada

Material	$E$ [GPa]	$G$ [GPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$f_m$ [MPa]	$\tau_0$ [MPa]
Parede fachada	3,9	0,98	22,27	5,6	0,26

### 5.3.2 Paredes de frontal

#### 5.3.2.1 Calibração através de ensaios

A definição das paredes de frontal como macro-elemento exigiu uma procura profunda do comportamento deste tipo de parede, uma vez que recorrendo a macro-elementos não é possível fazer a discriminação de cada elemento presente na parede frontal, nomeadamente os elementos constituintes da cruz de Sto. André e da alvenaria de enchimento. Ainda, no edifício em estudo, os frontais existentes já foram reforçados.

Os frontais estão reforçados com lâminas de reboco armado, 3 cm em ambos os lados do frontal, e com chapas metálicas no cruzamento das travessas e prumos. As propriedades mecânicas deste macro-elemento foram definidas com base em diversos estudos realizados, quer fisicamente quer numericamente, recorrendo a modelação e ensaios, em frontais simples e reforçados [42]. Estes estudos vão desde frontais com ou sem preenchimento com alvenaria, com variados tipos de reforço. Destes tipos de reforço destacam-se os reforços com a utilização de reboco armado, e o reforço através da implementação de chapas metálicas. Contudo, os estudos numéricos são feitos com recurso a elementos finitos, sendo possível discriminar os elementos constituintes na parede de frontal, havendo muito pouca informação acerca da modelação deste elemento estrutural utilizando macro-elementos como é o caso desta dissertação.

Sendo que o 3Muri, utiliza macro-elementos, recorreu-se à documentação existente, para aproximar o melhor possível as propriedades mecânicas da parede de frontal.

Segundo [48], para a madeira da parede de frontal, considerou-se os seguintes valores para as propriedades mecânicas:  $E = 8 \text{ GPa}$ ;  $G = 3,33 \text{ GPa}$ ,  $\nu = 0,2$ ;  $\gamma = 7 \text{ kN/m}^3$ ;  $f_m = 50 \text{ MPa}$ ;  $f_{ctm} = 0 \text{ MPa}$ ;  $\tau_0 = 5 \text{ MPa}$ . No valor da resistência média à tração,  $f_{ctm}$ , considerou-se que as ligações entre as diversas peças não oferecem confiança e então considerou-se como nula.

De acordo com [48][14][37][22] o preenchimento com alvenaria das paredes de frontal tem pouca influência no comportamento global da estrutura, principalmente em estruturas reforçadas com lâminas de reboco armado, uma vez que o reforço controla o comportamento da parede, mas não deixa de ser responsável pela alteração do modo de rotura e no aumento do peso próprio da parede.

No entanto, os frontais foram reforçados simultaneamente com chapas metálicas e reboco armado. No trabalho realizado por [42], foram realizados ensaios a paredes de frontal reforçadas com chapas metálicas no âmbito do projeto Niker<sup>1</sup>. Neste projeto, foram desenvolvidos diversos ensaios [1], afim de se conhecer o comportamento da parede de frontal, dos quais se destacam para esta dissertação os presentes na figura 5.9.

Estes ensaios tiveram como objetivo perceber o comportamento das paredes e estudar as tipologias de reforço. O modelo a) da figura 5.9 foca-se na influência do enchimento com alvenaria, como reforço apenas apresenta parafusos nas direções principais. Ambas as paredes b) e c) foram reforçadas com as chapas metálicas nas ligações principais, que se entendem por ser o cruzamento entre os elementos da cruz de St. André, estes modelos diferem na geometria da chapa e na presença ou não da alvenaria de enchimento[1].

---

<sup>1</sup>Projeto de âmbito Europeu com o objetivo de desenvolver e validar estratégias, metodologias, tecnologias e materiais para melhorar o comportamento dos monumentos e edifícios históricos face a ação sísmica[2]



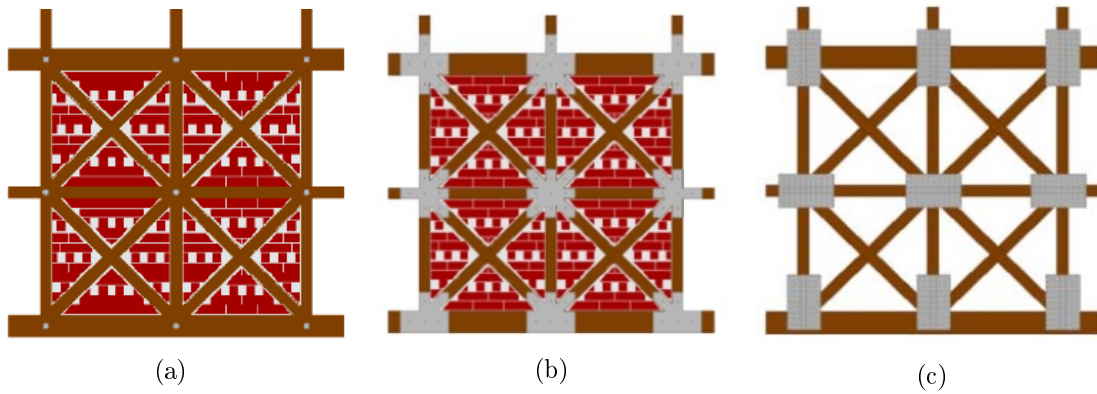


Figura 5.9: Tipos de reforço do Projeto Niker [42]: a) preenchimento com alvenaria e parafusos nas ligações principais b) preenchimento e chapas nas ligações principais c) chapas nas ligações principais

Nas figuras 5.10 e 5.11 é possível observar os modelos ensaiados.

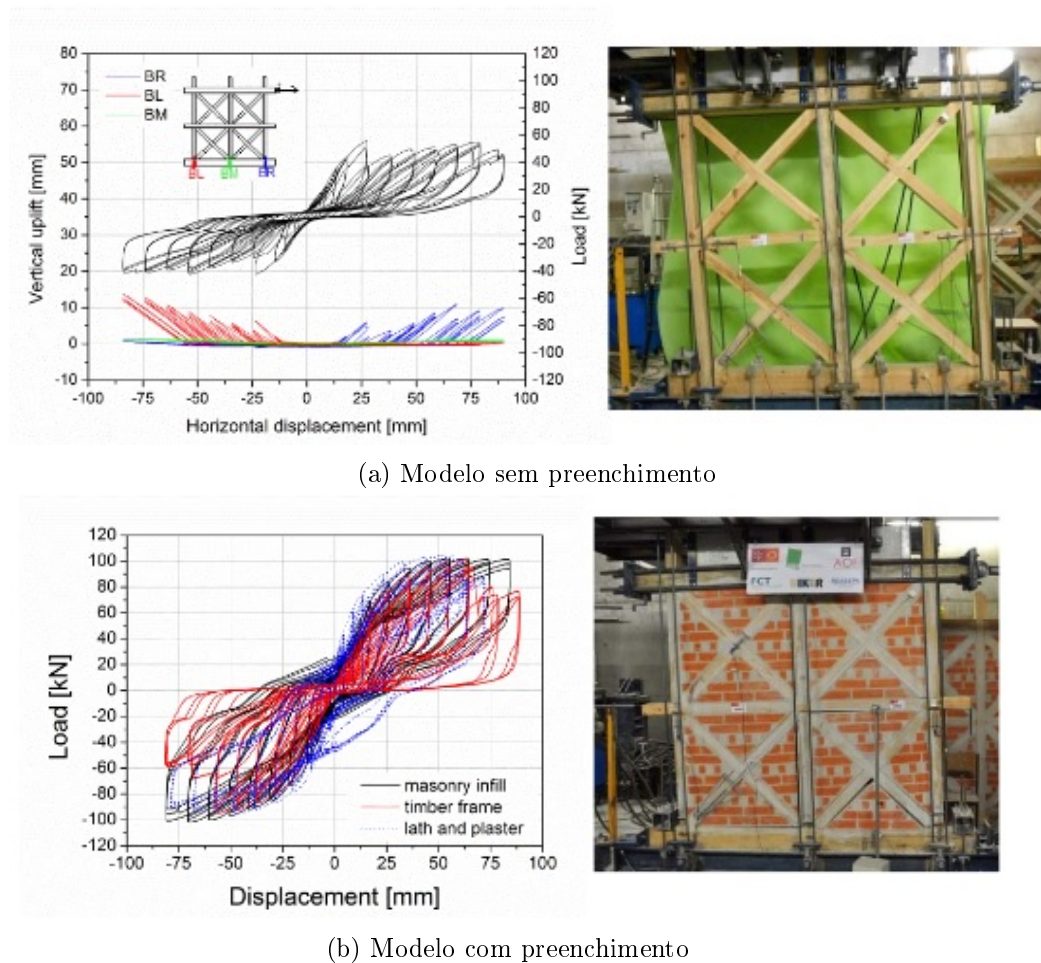
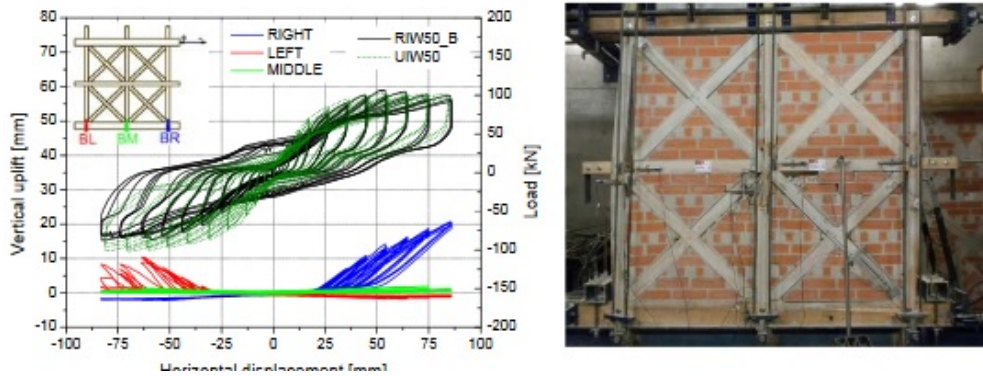
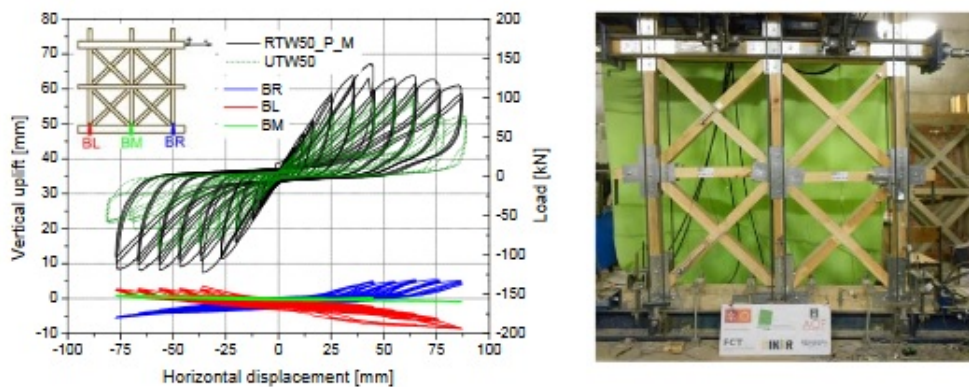


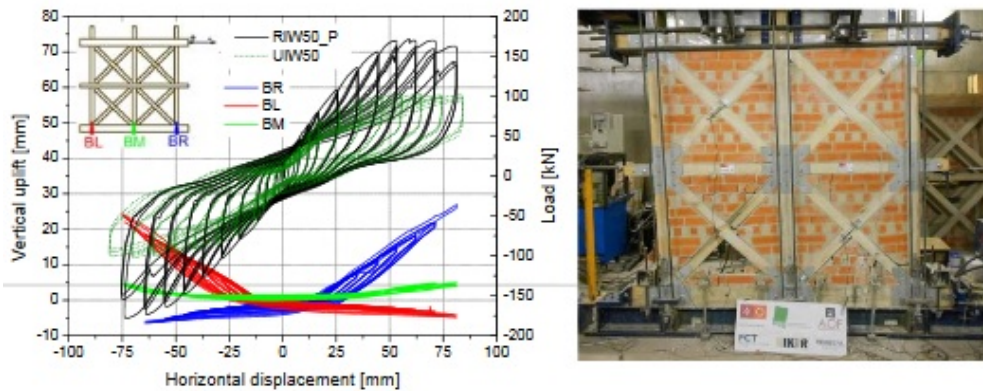
Figura 5.10: Ensaio cíclicos nos modelos não reforçados - Projeto Niker [42]



(a) Modelo preenchido com alvenaria e parafusos nas ligações principais



(b) Modelo com chapas nas direções principais



(c) Modelo preenchido com alvenaria e chapas nas direções principais

Figura 5.11: Ensaios cíclicos nos modelos reforçados: Projeto Niker

Os ensaios realizados às paredes não reforçadas concluíram que [42]:

- Nos modelos não preenchidos com alvenaria, figura 5.10a, o comportamento de corte é o dominante enquanto que para o modelo preenchido, figura 5.10b, o comportamento de flexão é dominante.
- O material de preenchimento aumenta a resistência e a rigidez das paredes e a capacidade de dissipar energia.



- A resistência, rigidez e a capacidade dissipativa das paredes aumenta com o aumento da carga vertical.

Quanto aos modelos reforçados, conclui-se que:

- Com o reforço dos parafusos, figura 5.11a, a resistência da parede não aumentou, mas melhorou o funcionamento das ligações das madeiras;
- Com o reforço das chapas, figura 5.11b e 5.11c, a resistência das paredes aumentou até cerca de 88 %, a rigidez até 77 % e a capacidade dissipativa até 60 %.

A presença das chapas metálicas alteraram as características das ligações, ou seja, as diagonais passaram a ter resistência à tração e à compressão, e a ligação entre as travessas e os prumos ficaram também mais resistentes.

Segundo [48], o reforço com reboco armado, comparativamente com o reforço com chapas metálicas, não é tão eficaz uma vez que apresenta menor capacidade de deformação, mas não deixa de contribuir para um aumento da energia dissipada e do peso próprio da parede que resulta numa maior resistência à compressão.

Assim, ao peso volúmico do frontal, constituído apenas pelos prumos e travessas de madeira, foi acrescentado o peso da alvenaria assim como o peso do reboco armado.

Sabendo que o  $\gamma$  da argamassa de chapisco corresponde a aproximadamente  $20,6 \text{ kN/m}^3$ , e considerando para a alvenaria de tijolo maciço  $\gamma$  de  $18 \text{ kN/m}^3$  calculou-se o valor do peso volúmico para esta alvenaria conjunta, obtendo um  $\gamma$  de  $19,11 \text{ kN/m}^3$ .

Para representar o reforço com as chapas metálicas, calibrou-se o modelo no programa 3Muri até se obter uma curva com o acréscimo de resistência e rigidez de aproximadamente 80% e 70% respetivamente. Note-se que não é possível calibrar a energia dissipada, uma vez que só seria possível recorrendo a ensaios cíclicos.

Posto isto, foi feita uma calibração partindo dos valores conhecidos de uma parede de frontal sem reforço e preenchimento com alvenaria de tijolo, que fosse de encontro a uma curva de *pushover* que melhor traduzisse os efeitos dos respetivos reforços. As curvas são apresentadas na figura 5.12.

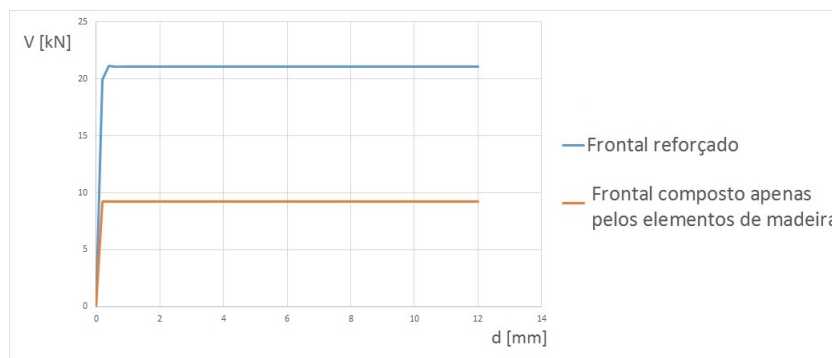


Figura 5.12: Curvas *pushover* resultantes da calibração

Na tabela 5.3 apresentam-se os valores das propriedades mecânicas finais obtidos.

Tabela 5.3: Valores parede de frontal com calibração por ensaios

Material	$E$ [GPa]	$G$ [GPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$f_m$ [MPa]	$\tau_0$ [MPa]
Parede frontal	12	4,43	19,11	75	7,5

Sabe-se ainda que, a implementação das chapas metálicas permite aumentar a resistência à tração das diagonais da Cruz de Sto. André, no entanto, o programa não permite adicionar qualquer valor, admitindo sempre que o valor é nulo.

### 5.3.2.2 Calibração com fatores de majoração

Uma outra alternativa explorada nesta dissertação, foi a simplificação da paredes de frontal em paredes de tijolo maciço reforçadas de acordo com o eegulamento italiano [40].

Nesta alternativa, explorou-se a hipótese em que a presença do reboco armado prevalecia sobre as cruces de St. André, ou seja, na presença de forças horizontais, o reboco armado iria desempenhar um papel mais eficiente na absorção dos esforços provocados pelas forças horizontais, sobrepondo-se à presença das cruces de St. André. No entanto, os mecanismos de colapsos gerados por esta hipótese não são conhecidos.

Fazendo o mesmo raciocínio que em 5.3.1, utilizou-se novamente as tabelas disponíveis no regulamento italiano, agora referente a alvenarias de tijolo, tabela 5.4.

Tabela 5.4: Tabela C8A.2.1 da NTC08 para alvenaria de tijolo, traduzida de [40]

Tipologia alvenaria	$f_m$ [MPa]	$\tau_0$ [MPa]	$E$ [GPa]	$G$ [GPa]	$\gamma$
	min - max	min - max	min - max	min - max	[kN/m <sup>3</sup> ]
Alvenaria de tijolo com argamassa e cal	2,4 - 4,0	0,060 - 0,092	1,200 - 1,800	0,400 - 0,600	18
Alvenaria de tijolo semipreenchido com argamassa cimentícia	5,0 - 8,0	0,240 - 0,320	3,500 - 5,600	0,875 - 1,40	15
Alvenaria de tijolo vazado (percentagem de perfurações <45%)	4,0 - 6,0	0,300 - 0,400	3,600 - 5,400	1,080 - 1,620	12
Alvenaria de tijolo semi preenchido, com juntas perpendiculares a seco (percentagem de perfurações <45%)	3,0 - 4,0	0,100 - 0,130	2,700 - 3,600	0,810 - 1,080	11
Alvenaria com blocos de betão (percentagens de perfurações entre 45% e 65%)	1,5 - 2,0	0,0950 - 0,125	1,200 - 1,600	0,300 - 0,400	12
Alvenaria de blocos de betão semipreenchidos (percentagem de perfurações <45%)	3,0 - 4,4	0,0180 - 0,240	2,400 - 3,520	0,600 - 0,880	14

Para esta hipótese assumiu-se a parede de frontal como uma “alvenaria de tijolo com argamassa e cal”.

Para impor o reforço com argamassa de chapisco, foi aplicado o coeficiente de majoração de acordo com a regulamentação italiana, apresentado na tabela 5.5. Este coeficiente de majoração toma o valor de 1,5 quando representa o reforço com gesso reforçado, que foi considerado como equivalente à lâmina de reboco armado. Pode também ter o valor de 1,5 quando se refere a uma majoração devido à presença de boa argamassa, o que acontece no caso dos frontais que foram reconstruídos na sua totalidade. Existe ainda a possibilidade de

se poderem combinar coeficientes de majoração, e foi o que se decidiu fazer para esta hipótese, majorou-se quanto ao “reboco armado”, e à “boa argamassa”. Este coeficiente de majoração funciona multiplicando todos os parâmetros mecânicos característicos da alvenaria, à exceção do peso próprio, pelo seu valor.

Tabela 5.5: Tabela C8A.2.2 da NTC08 para alvenaria de tijolo, coeficientes de majoração traduzida de [40]

Tipologia alvenaria	Boa argamassa	Conectores transversais	Argamassa injectada	Gesso reforçado
Alvenaria de tijolo com argamassa e cal	1,5	1,3	1,5	1,5
Alvenaria de tijolo semipreenchido com argamassa cimentícia	1,3	-	-	1,3
Alvenaria de tijolo vazado (percentagem de perfurações < 45%)	1,3	-	-	1,3
Alvenaria de tijolo semi preenchido, com juntas perpendiculares a seco (percentagem de perfurações < 45%)	1,3	-	-	1,3
Alvenaria com blocos de betão (percentagens de perfurações entre 45% e 65%)	1,3	-	-	1,3
Alvenaria de blocos de betão semipreenchidos (percentagem de perfurações < 45%)	1,3	-	-	1,3

Dessa maneira, obtiveram-se os valores da tabela 5.6 para a parede de frontal:

Tabela 5.6: Valores parede de frontal com norma italiana

Material	$E$ [GPa]	$G$ [GPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$f_m$ [MPa]	$\tau_0$ [MPa]
Parede frontal	4,73	0,8	18	5,175	0,2

No decorrer da dissertação o modelo cujas paredes de frontal foram calibradas com recurso a pesquisa sobre os ensaios, vai ser referido como “Modelo 1”, o modelo cujas paredes de frontal foram substituídas por paredes de tijolo maciço e posteriormente majoradas de acordo com a tabela da regulamentação italiana vai ser referido como “Modelo 2”.

#### 5.3.3 Simplificações do modelo

Na modelação no 3Muri através de macro-elementos não foi possível modelar alguns detalhes presentes no projeto de reforço descrito no capítulo 5.2. Não foram tidas em conta pequenas saliências ou irregularidade tanto em planta como em altura, ou mesmo pequenas coretes, uma vez que eram de pouca relevância para o estudo. Todos os elementos presentes no modelo; paredes de alvenaria, paredes de frontal, pilares e vigas metálicas, pavimentos, cobertura e lintéis de coroamento, foram modelados de acordo com o projeto de estruturas. As paredes de tabique por não se tratarem de elementos resistentes não foram modeladas, sendo apenas considerado o valor do seu peso como carga permanente.

A intervenção apresentada na figura 5.8 não foi possível modelar de acordo o projeto uma vez que, o programa apenas permite desenhar e inserir elementos no plano da parede. Assim, foi admitido um pilar equivalente com a dimensão e propriedades correspondentes a

dois pilares metálicos, não sendo possível implementar a alvenaria de tijolo. O perfil admitido para este pilar foi o HEA 240, que foi considerado como o mais aproximado, tanto em área como em resistência.

Numa primeira modelação, os pavimentos foram considerados como diafragmas rígidos, o que impõe a compatibilidade entre os deslocamentos em todos os pontos pertencentes ao plano de cada piso, para ambas as direções, mantendo a sua forma em planta, implicando uma distribuição mais eficaz dos esforços proporcional à distribuição de rigidez dos elementos verticais, obtendo-se uma análise mais concentrada nos elementos verticais e na sua resistência. Posteriormente foi feita uma modelação, em que apenas nas zonas húmidas se considerou os pavimentos como diafragmas rígidos e os restantes pavimentos, de soalho de pinho assentes sobre vigamentos de madeira de pinho, exatamente como descrito e apresentado no projeto.

### 5.3.4 Cargas aplicadas

Uma vez que as paredes de divisória não foram modeladas, na tabela 5.7 são apresentados os respetivos valores das sobrecargas e cargas permanentes consideradas no projeto e na modelação no 3Muri.

Tabela 5.7: Valores de cargas permanentes e sobrecargas

$kN/m^2$	Paredes divisórias	Revestimentos pisos zonas secas	Revestimentos pisos zonas húmidas	Impermeabilização coberturas
Cargas permanentes	1,00	0,60	1,60	1,50
Sobrecargas	-	2,00	2,00	2,00

### 5.3.5 Ação sísmica

A ação sísmica foi definida de acordo com o EC8[29], atendendo aos parâmetros de resposta elástica, admitindo um espectro elástico em função da zona em qual atua o sismo. Como o edifício se situa numa zona cujo terreno é caracterizado como areno-siltoso e admitido como tipo II do antigo RSA[4], considerou-se para a ação sísmica e construção do espectro elástico, o terreno do tipo C. Para além do tipo de terreno, foi necessário definir o valor respetivamente à classe de importância  $\gamma_I$ , ao qual se atribuiu um valor de 1.00 para ambos os tipos de sismo pois é um edifício de habitação (classe de importância II). Quanto à zona, foi considerada a zona de 1.3 com valor de  $a_{gR}$  de 1.5 [ $m/s^2$ ] para o sismo de tipo 1 e 1.7 [ $m/s^2$ ] para um sismo do tipo 2, valores retirados do Anexo NA.I do EC8.

### 5.3.6 Malha

O programa 3Muri, que adota metodologia Tremuri, após se definir e criar o modelo, gera automaticamente a malha de macro-elementos composta pelos lintéis, nembos e nós rígidos. Na figura 5.13, visualiza-se a malha produzida por 3Muri para uma parede representativa do modelo.





## Capítulo 6

# Análise de Resultados

### 6.1 Análise modal

Para determinar qual o modelo a utilizar para a avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício, recorreu-se a uma análise modal preliminar. A análise modal permite conhecer o comportamento dinâmico global da estrutura através dos seus modos de vibração predominantes e respectivas frequências.

Na tabela 6.1 são apresentados os respetivos valores da análise modal para ambos os modelos.

Tabela 6.1: Características da análise modal

	<b>direção</b>	$M_x[Ton]$	$M_x[\%]$	$M_y[Ton]$	$M_y[\%]$	$T[s]$
<b>Modelo 1</b>	X	1.155,28	71,64	2,48	0,15	0,15
	Y	7,16	0,44	1.077,68	66,83	0,18
<b>Modelo 2</b>	X	572,13	36,06	6,25	0,4	0,16
	Y	16,33	1,03	1.059,05	66,74	0,19

Na figura 6.1 encontram-se as deformadas do 2º piso, respetivas aos modos predominantes do Modelo 1 para a direção segundo X e para a direção segundo Y.

Na figura 6.2, encontram-se as deformadas para o mesmo piso, e direções mas respetivamente ao Modelo 2.

Segundo o EC8, os modos de vibração que requerem estudo mais aprofundado e uma análise mais detalhada devem ser aqueles cuja percentagem de massa movida é pelo menos 90%. Por observação da tabela 6.1, constata-se que para ambos os modelos e ambas as direções não existe nenhum modo que se possa considerar como puro e que se enquadre neste critério do EC8. Contudo, para edifícios como o caso em estudo, os valores que se apresentam estão de acordo com os que se encontram na literatura.

Estes modos, contudo, não são surpreendentes uma vez que a estrutura não apresenta simetria, quer em planta quer em altura em nenhuma das suas direções.

O fator da simetria têm influência no comportamento do edifício, especialmente quando este está sujeito a ações horizontais. Como é descrito na página 45 do EC8[29], no ponto 4.2 na projeção de edifícios atuais, existem alguns critérios básicos que se deve ter em conta para assegurar a resistência ao sismo do edifício. De uma forma sucinta, os critérios são os seguintes: simplicidade estrutural; uniformidade, simetria e redundância; resistência e rigidez

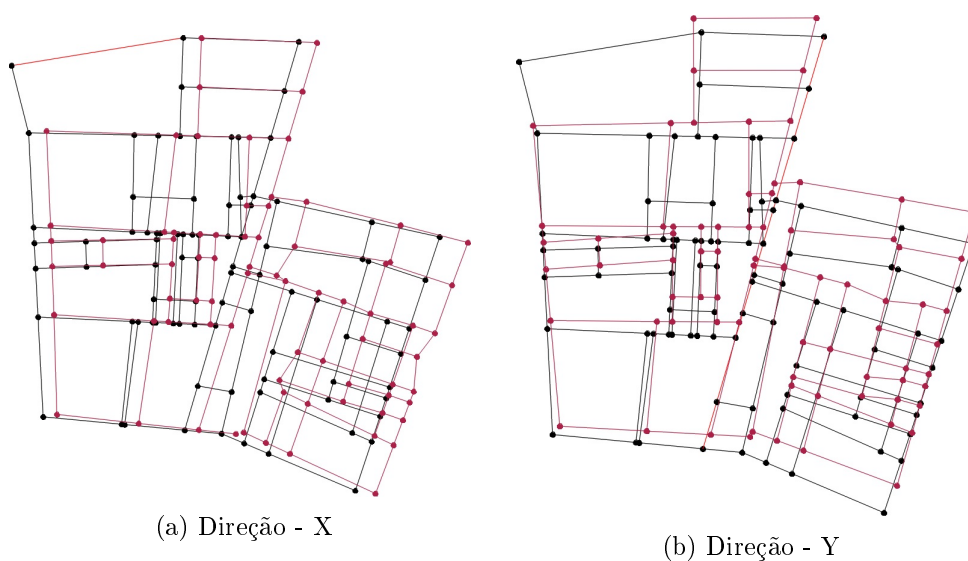


Figura 6.1: Modos de vibração Modelo 1

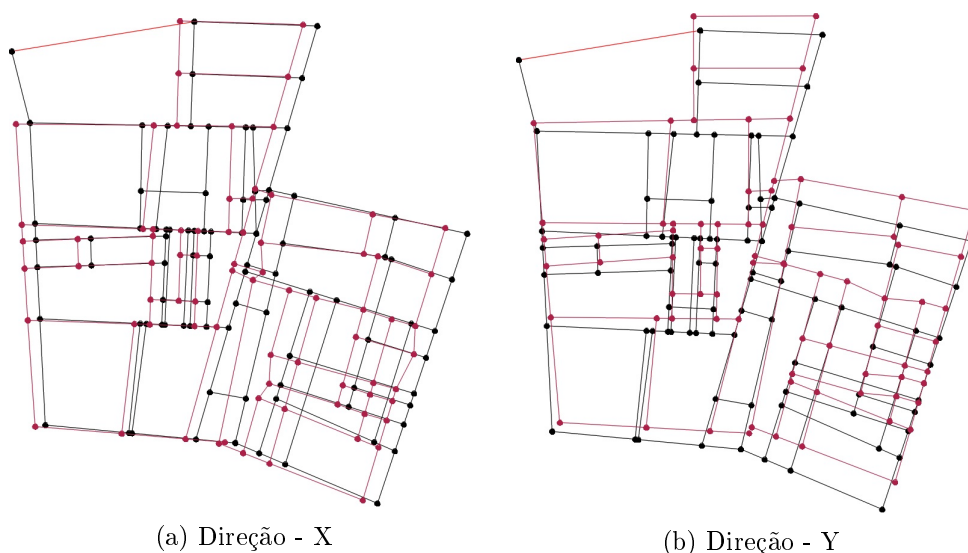


Figura 6.2: Modos de vibração Modelo 2

nas duas direções; resistência e rigidez à torção; ação de diafragma ao nível dos pisos; fundação adequada.

Estes critérios devem ser implementados no dimensionamento de um edifício novo. Contudo, quando o edifício já se encontra construído e não foram tidos em conta estes critérios, é expectável que passado algumas centenas ou por vezes apenas décadas da sua execução seja necessário elaborar projetos de reforço para o edifício global ou apenas em zonas específicas. Estes projetos de reforço conseguem facilmente “corrigir” alguns dos parâmetros acima referidos como é o exemplo de conseguirem resistência e rigidez nas duas direções, ação de diafragma ao nível dos pisos etc... No entanto, nem sempre é possível “corrigir” o edifício em todos os critérios.

O critério da uniformidade em planta tem um papel fundamental, pois permite transmis-



sões curtas e diretas das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas no edifício. Já a uniformidade em altura do edifício, tende a eliminar a ocorrência de zonas sensíveis onde concentrações de tensões ou grandes exigências de ductilidade podem provocar um colapso prematuro. A simetria presente em edifícios é o fator que leva a existência de uniformidade em todo o edifício.

O projeto de reforço [6], consistiu em: reforçar as fundações; tornar os pisos rígidos, obtendo comportamento de diafragma; execução de lâminas de betão armado/reboco armado nas paredes exteriores e de frontal. No entanto, o critério da simplicidade estrutural e da simetria, especialmente a simetria, são características do edifício que dificilmente podem ser alteradas, o que poderá levar a resultados menos satisfatórios de uma análise sísmica. Posteriormente, a distribuição dos elementos estruturais uniforme e inteligente torna o edifício redundante permitindo uma redistribuição mais favorável dos esforços, assim como uma dissipação de energia distribuída em todo o conjunto da estrutura [29].

Na tabela 6.2 são apresentadas as propriedades do edifício (referente à análise na direção X sentido positivo, com as cargas uniformes - massas) para o sistema de um grau de liberdade equivalente para ambos os modelos:

Tabela 6.2: Características dos sistema equivalentes com 1GDL

	$T^*$ [s]	$m^*$ [Ton]	$w$ [Ton]	$m^*/w$ [%]	$\Gamma$	$F_y^*$ [kN]	$d_y^*$ [mm]	$d_m^*$ [mm]
Modelo 1	0,17	1209,06	1811,32	66,75	1,02	9525	5,54	24,27
Modelo 2	0,17	1177,85	1782,96	66,06	1,02	8966	5,38	24,26

Onde,  $T^*$  corresponde ao período do sistema equivalente,  $m^*$  corresponde à massa do sistema equivalente,  $w$  corresponde à massa total,  $m^*/w$  corresponde à ductilidade disponível (rácio entre o deslocamento útil e o deslocamento do limite elástico),  $\Gamma$  corresponde ao fator de participação modal,  $F_y^*$  corresponde à força de cedência que representa a resistência última do sistema idealizado que é igual à força de corte na base para formação do mecanismo plástico,  $d_y^*$  é o deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado (1 GDL) e  $d_m^*$  é o deslocamento-alvo da estrutura para o sistema equivalente.

Observa-se que os valores obtidos correspondentes ao sistema com 1GDL equivalente são bastante próximos em ambos os modelos. Os valores da percentagem de massa movimentada para os modos de vibração apresentados na tabela 6.1, entre 60% e 70%, encontram-se acordo com a literatura referente às propriedades modais de um edifício Pombalino[49]. A grande diferença incide no modo de vibração predominante da direção X, em que o Modelo 1 apresenta aproximadamente 71% da massa movimentada enquanto que o Modelo 2 apenas apresenta aproximadamente 36%.

## Capítulo 6. Análise de Resultados

As tabelas 6.3 e 6.4 apresentam, para cada modelo e direção da ação sísmica, a percentagem de dano correspondente aos elementos de alvenaria com maiores danos, no final da análise.

Tabela 6.3: Percentagem de danos nas paredes com ação sísmica segundo X

	Parede	Dano [%]
<b>Modelo 1</b>	2	35,26
	14	27,56
	50	8,17
	9	2,09
<b>Modelo 2</b>	5	5,20

Tabela 6.4: Percentagem de danos nas paredes com ação sísmica segundo Y

	Parede	Dano [%]
<b>Modelo 1</b>	5	13,77
	50	11,47
	3	5,59
<b>Modelo 2</b>	28	26,71
	8	10,78
	50	3,30

Apresenta-se um mapa comparativo das paredes que apresentavam mais danos, figuras 6.5 e 6.6, para ambos os modelos, segundo a direção X-, com carregamento segundo a distribuição modal, sem excentricidade (considerou-se esta análise como representativa das 24 análises efetuadas automaticamente pelo o 3Muri) de maneira a definir qual o modelo a utilizar na análise *pushover*.

As figuras 6.5 e 6.6, apresentam os danos dos elementos de alvenaria com maior suscetibilidade ao colapso (paredes com número elevado de aberturas e paredes de frontal sob perfis metálicos) esquematicamente representadas em planta na figura 6.3 e com leitura de acordo com a legenda apresentada na figura 6.4.

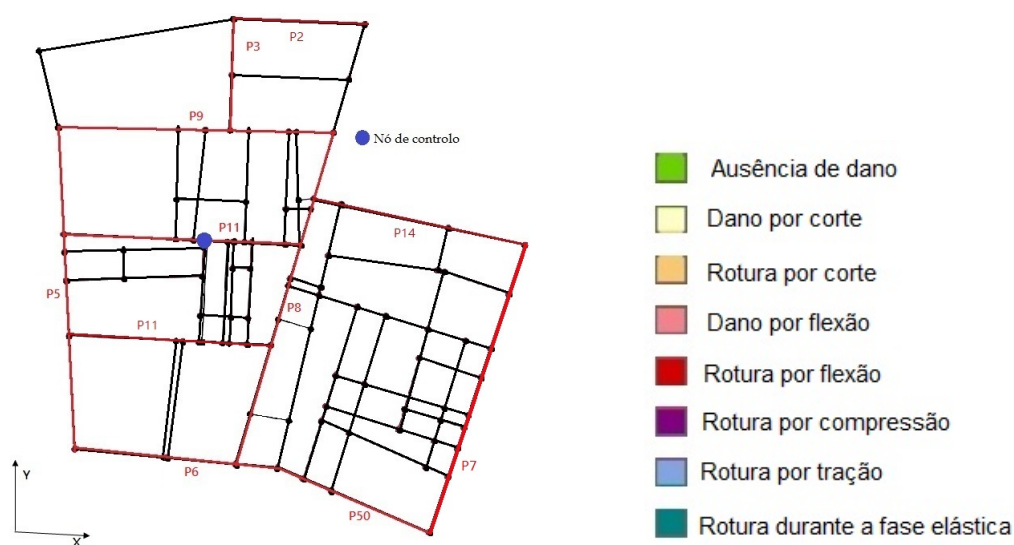


Figura 6.3: Planta do 3º piso, com indicação das paredes analisadas

Figura 6.4: Código de cores 3Muri[51]

## 6.2. Análise *pushover* com pisos rígidos

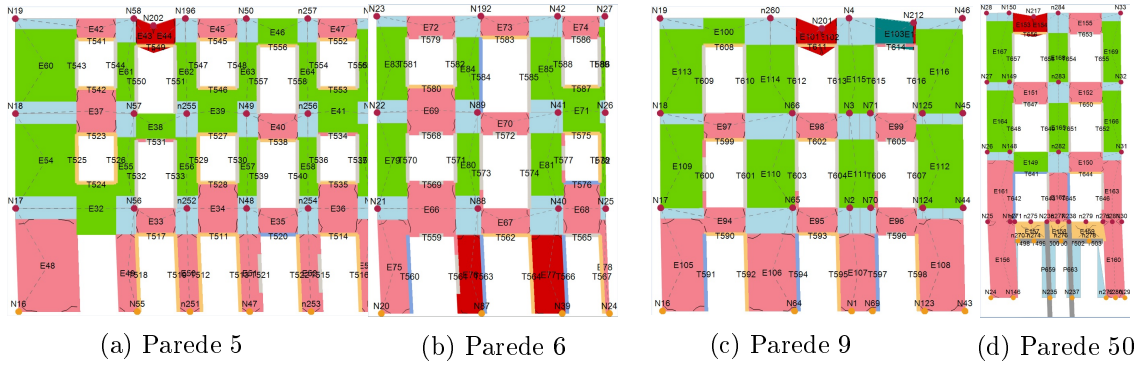


Figura 6.5: Modelo 1, ação segundo direção  $X^-$ , distribuição modal

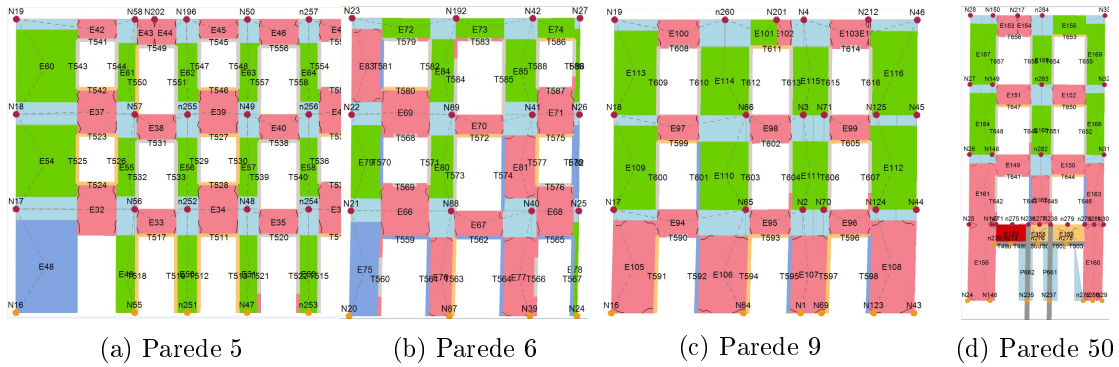


Figura 6.6: Modelo 2, ação segundo direção  $X^-$ , distribuição modal

Observando as tabelas 6.3 e 6.4 e as figuras 6.5 e 6.6 verifica-se que a percentagem de dano geral é maior no Modelo 1 e que os modelos diferem principalmente no modo de colapso dos elementos. Nota-se que, para o Modelo 1 o modo de colapso predominante é por flexão dos elementos, enquanto que no Modelo 2 predomina o modo de colapso por tração dos mesmos.

Concluindo que o Modelo 1 é o modelo que apresenta maior número de elementos danificados, sendo este o modelo com que se vai proceder a análise *pushover* para analisar a vulnerabilidade sísmica do edifício em estudo.

## 6.2 Análise *pushover* com pisos rígidos

Uma vez determinado o modelo para executar o estudo da vulnerabilidade sísmica do edifício, com recurso às capacidades do programa 3Muri, foram executadas 24 análises *pushover* das quais apenas 2 vão ser estudadas, por serem as mais condicionantes. A partir da análise *pushover* é possível determinar o deslocamento máximo do edifício, quais os primeiros elementos a sofrerem danos e qual a sua importância para redistribuição dos esforços.

Na figura 6.7 estão representadas as curvas de capacidade do edifício segundo a direção  $X$ . É possível observar que os deslocamentos máximos, ou últimos, são semelhantes, quer no sentido positivo quer no sentido negativo, aproximadamente 28 mm, assim como o valor máximo de corte basal, aproximadamente 11000 kN, que corresponde a cerca de 62 % da massa total.

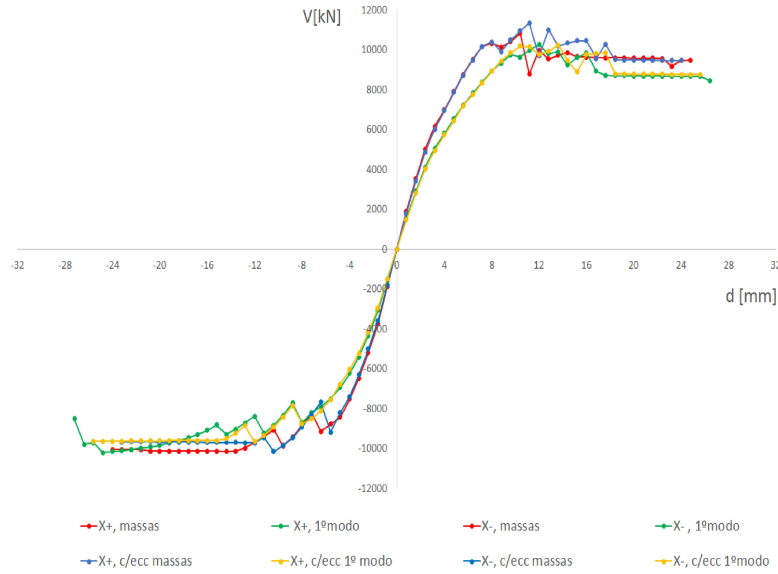


Figura 6.7: Curvas de capacidade - direção X

Na figura 6.8 estão representadas as curvas de capacidade segundo a direção Y. Nesta direção, as curvas já não apresentam a mesma semelhança que as curvas da direção X apresentavam. Note-se que no sentido positivo do eixo Y, as curvas apresentam o andamento que dá a entender que a análise não conseguiu ser totalmente executada. Este andamento da curva pode-se dar ao facto de o nó de controlo escolhido se encontrar perto de um elemento que fique danificado “cedo” de mais, impedindo a análise de proceder, ou simplesmente pode ser um reflexo de alguma falha na calibração do modelo. No entanto, as curvas segundo o sentido negativo do eixo, apresentam o andamento esperado, e de certa forma semelhante às curvas segundo a direção X. Observa-se que mais uma vez o deslocamento máximo é aproximadamente 28 mm, e a força basal máxima aumenta ligeiramente para aproximadamente 12000 kN que corresponde a cerca de 69 % da massa total.

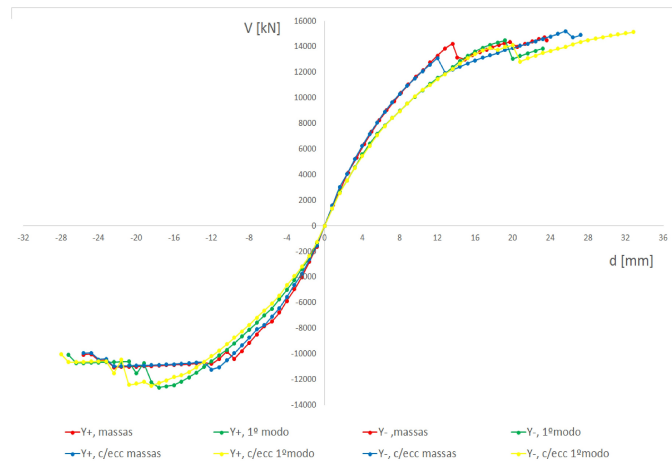


Figura 6.8: Curvas de capacidade - direção Y

Para um estudo mais aprofundado da vulnerabilidade sísmica deste edifício, optou-se por estudar apenas as 2 análises mais gravosas para cada direção, uma segundo X e outra segundo Y.

### 6.2.1 Análise - direção X

A distribuição das cargas que originou as análises mais gravosas para ambas as direções foi a distribuição segundo o 1º modo.

Na figura 6.9 está representada a curva de capacidade segundo a direção  $X^+$ .

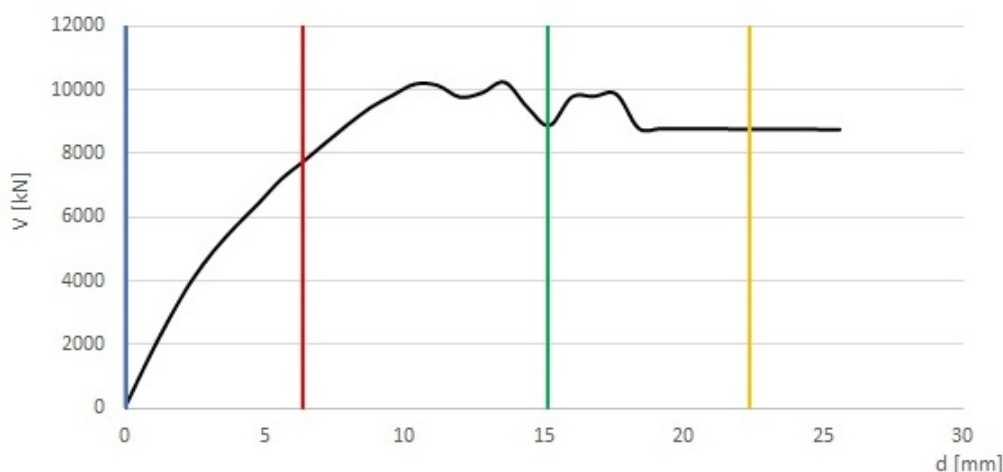


Figura 6.9: Curva de capacidade -  $X^+$  com excentricidade e distribuição modal

A análise segundo a direção  $X^+$ , no sentido positivo e com uma excentricidade de 0,92 m, apresenta o valor máximo de corte basal de 10.259 kN que corresponde a cerca de 58% do peso próprio da estrutura e o deslocamento máximo de 25,55 mm. Com esta análise é possível avaliar as paredes com maior risco de ocorrência de danos no-plano das paredes.

Na figura 6.10 é apresentado a evolução dos danos das paredes 5,6,8,9,11 e 50. A escolha destas paredes para apresentação dos danos deveu-se ao facto destas serem as paredes mais problemáticas, uma vez que apresentam maior número de aberturas e pormenores que podem dar origem a zonas frágeis. A figura 6.10 apresenta a evolução dos danos nas respetivas paredes, para determinado passo da análise *pushover*. Da esquerda para a direita, as paredes foram obtidas para as retas verticais da figura 6.9, azul, vermelha, verde e amarela às quais corresponde o deslocamento de 0 mm, 6,39 mm, 15,17 mm e 22,36 mm respetivamente.

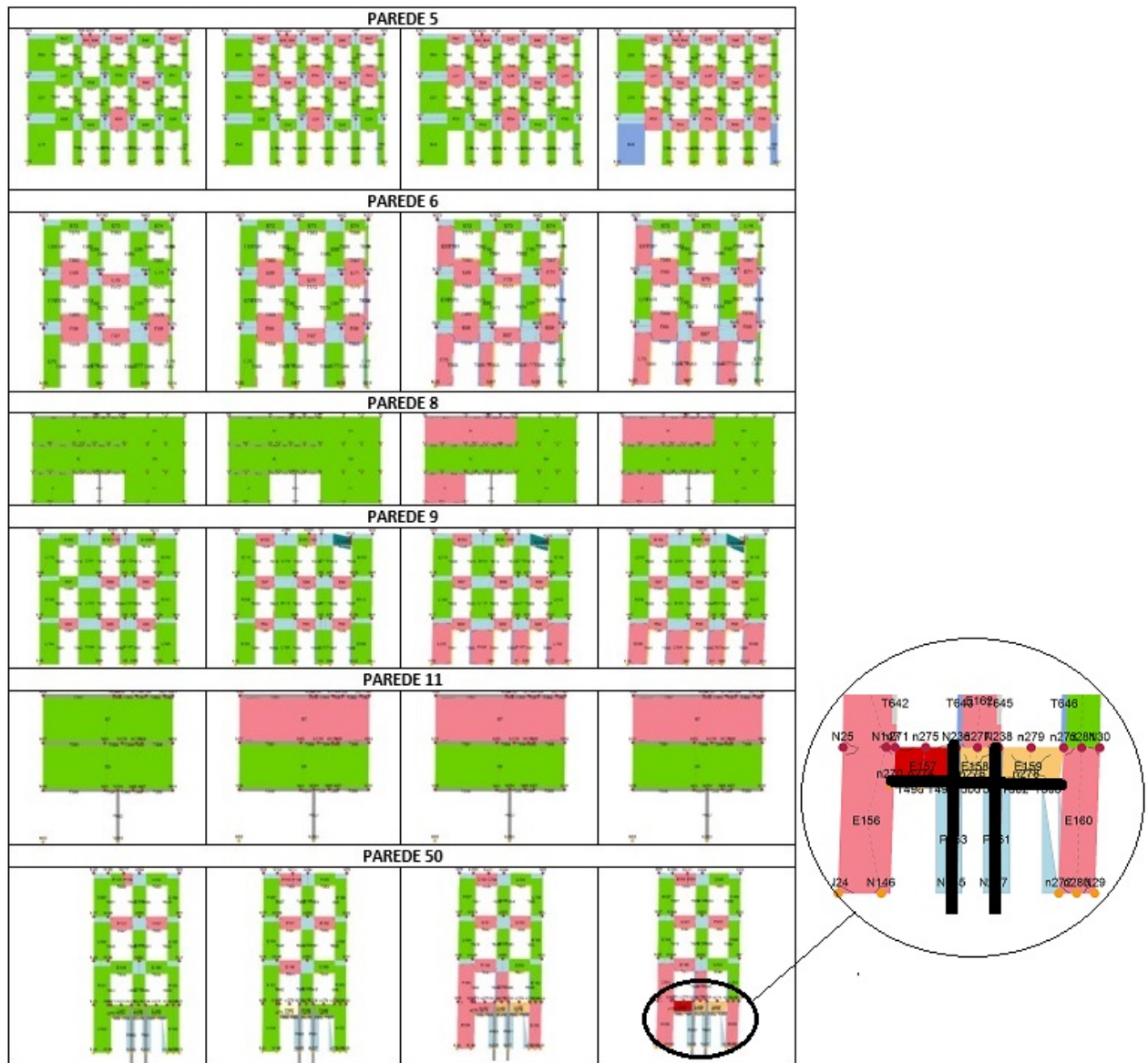


Figura 6.10: Mapa de danos -  $X^+$  com excentricidade e distribuição modal

Como se era de esperar, é nos lintéis onde ocorrem os maiores danos. Contudo, apesar destes resultados traduzirem no colapso dos lintéis, este é um colapso local não pondo em causa a segurança e integração do edifício. Na parede P50 os danos de colapso podem provir da falha na modelação dos perfis metálicos, em que o programa não permitiu adequar a altura dos perfis à altura real do projeto, podendo ter originado excesso de compressão nos lintéis visíveis no primeiro piso, entre a alvenaria e a parte superior dos perfis. Julga-se que, este colapso não deverá por em causa o funcionamento e a integridade do edifício na presença de um sismo.

A parede P9 apresenta colapso no lintel (E103), colapso na fase elástica. Apesar de o colapso deste elemento não ser relevante para o comportamento global da estrutura, este colapso pode ser consequência da posição dos nós da malha e da impossibilidade de os alterar. Repara-se na figura 6.11 que o nó 212 se encontra no limite direito do elemento E103 o que



permite criar um elemento muito estreito colapsando por flexão.

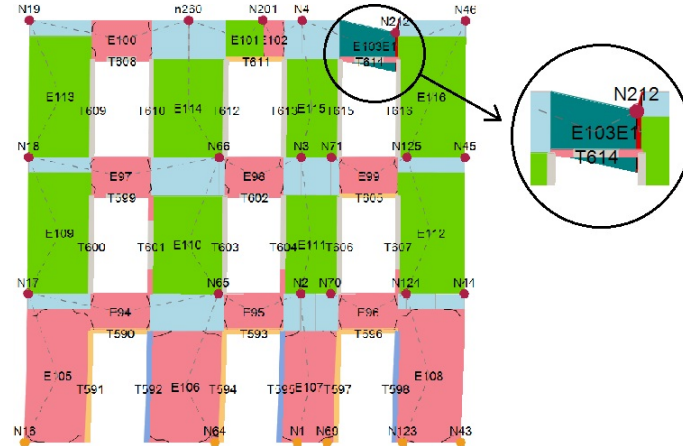
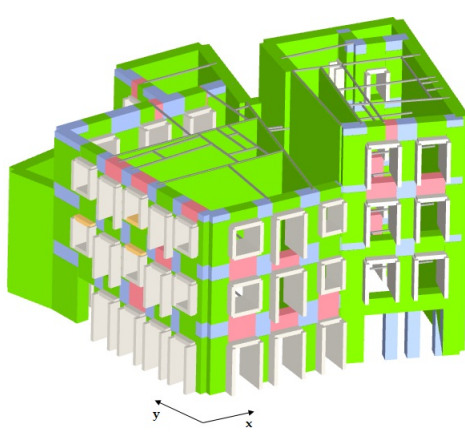
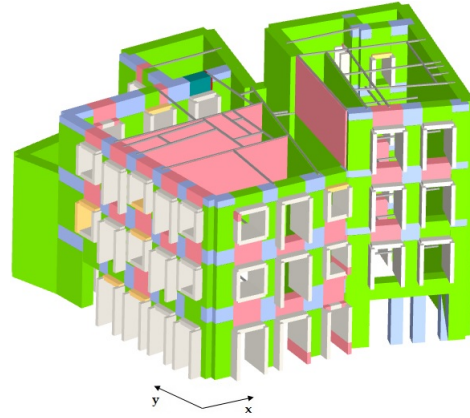


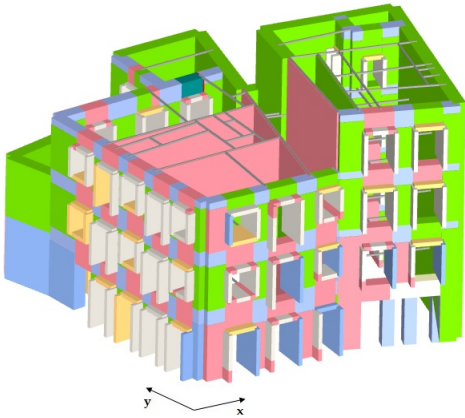
Figura 6.11: Parede 9



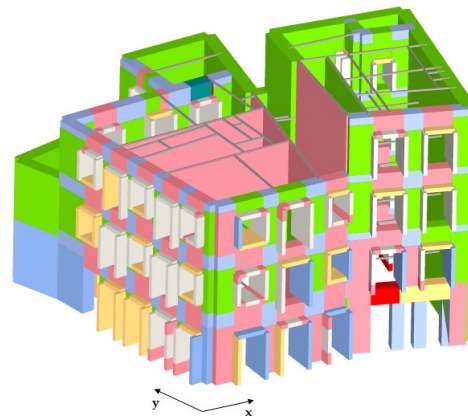
(a) Passo 0,  $d = 0 \text{ m}$



(b) Passo 4 - aparecimento da 1ª parede danificada,  $d = 6,39 \text{ m}$



(c) Passo 17 - metade da análise executada,  $d = 12,81 \text{ m}$



(d) Passo 37 - final da análise,  $d = 25,55 \text{ m}$

Figura 6.12: Visualização 3D dos danos nos elementos do Edifício - direção X

## Capítulo 6. Análise de Resultados

Por observação da figura 6.12a, é possível constatar que as primeiras paredes a sofrerem danos (à exceção dos danos existentes no início da análise) são paredes na direção X, a mesma da ação sísmica. A meio da análise, figura 6.12c, já se observam paredes danificadas, ou mesmo colapsadas (é exemplo a parede P8 que sofre de colapso por flexão) na direção perpendicular à ação, o que é provável ser um reflexo da não simetria presente no edifício. No final da análise (figura 6.12d) os danos são idênticos àqueles presentes a meio do decorrer da análise.

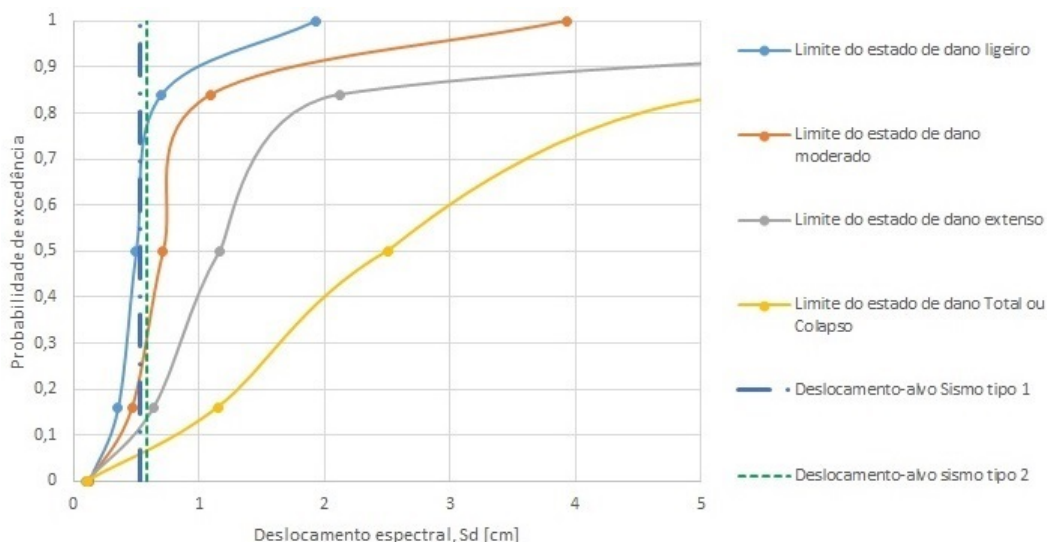
As paredes que maior percentagem de dano apresentam, são as paredes 5,6,9 e 50 com aproximadamente 40%, 52%, 43% e 30% respetivamente.

Após analisados os danos nas paredes do edifício segundo a direção  $X^+$  recorreu-se ao cálculo do deslocamento-alvo, pelo método N2, abordado na secção 4.1.2 do capítulo 4, para verificar se o reforço executado permite que a estrutura apresente um desempenho face aos sismos, dentro dos requisitos do EC8. Verificação apresentada na tabela 6.5.

Tabela 6.5: Verificação análise  $X^+$  segundo EC8

Tipo de sismo	$Sd_{alvo}$ [cm]	$Sd_u$ [cm]	Verifica?
I	0,54	2,51	Sim
II	0,59	2,51	Sim

Foram também determinadas as curvas de fragilidades para averiguar quais as probabilidades de ocorrência para cada estado de dano, e perceber qual a viabilidade dos métodos de reforço aplicados no edifício. Na figura 6.13 apresentam-se as curvas de fragilidade referentes à análise segundo  $X^+$ .



Probabilidade de excedência	Ausência de dano	Ligeiro	Moderado	Extenso	Total
Sismo tipo I	32%	45%	12%	6%	5%
Sismo tipo II	22%	46%	15%	8%	9%

Figura 6.13: Curvas de fragilidade -  $X^+$



### 6.2.2 Análise - direção Y

Na figura 6.14 está representada a curva de capacidade segundo a direção  $Y^-$ .

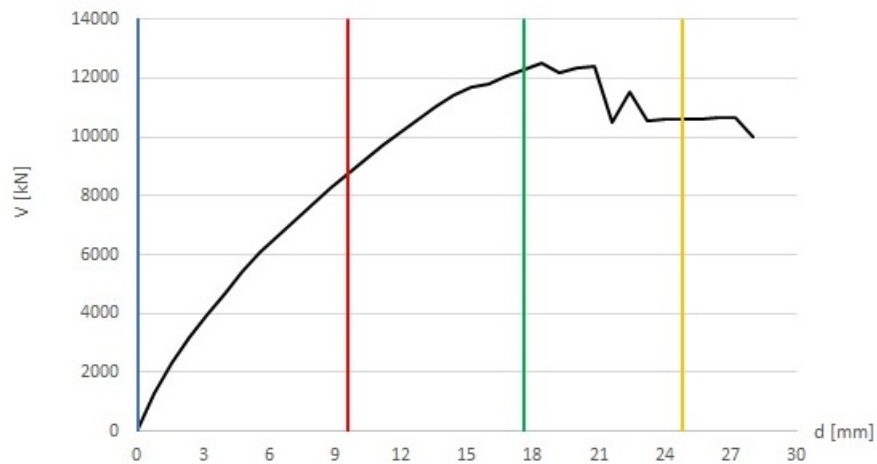


Figura 6.14: Curva de capacidade -  $Y^-$

A análise segundo a direção  $Y^-$ , distribuição segundo 1º Modo e com uma excentricidade de -0,87 m. O valor máximo de corte basal correspondente a esta análise é de 12.497 kN, que corresponde a cerca de 70% do peso próprio da estrutura, e o deslocamento máximo de 28,03 mm.

Na figura 6.15 é apresentado a evolução dos danos novamente, das paredes 5,6,8,9,11 e 50. A evolução das paredes apresentadas na figura 6.15, foram obtidas seguindo o mesmo raciocínio usado para a análise segundo a direção X, alterando apenas os deslocamentos aos quais correspondem as retas, 0 mm para a azul, 9,61 mm para a vermelha, 14,41 mm para a verde e finalmente 24,82 mm para a reta amarela.

Feita a mesma análise, agora para a direção Y, verifica-se que o edifício, não só apresenta um maior número de elementos colapsados, principalmente ao nível dos lintéis, como também apresenta danos em alguns nêmbos, que não apresentavam danos segundo a direção X. O colapso local destes lintéis não coloca em causa a segurança e a estrutura do edifício.

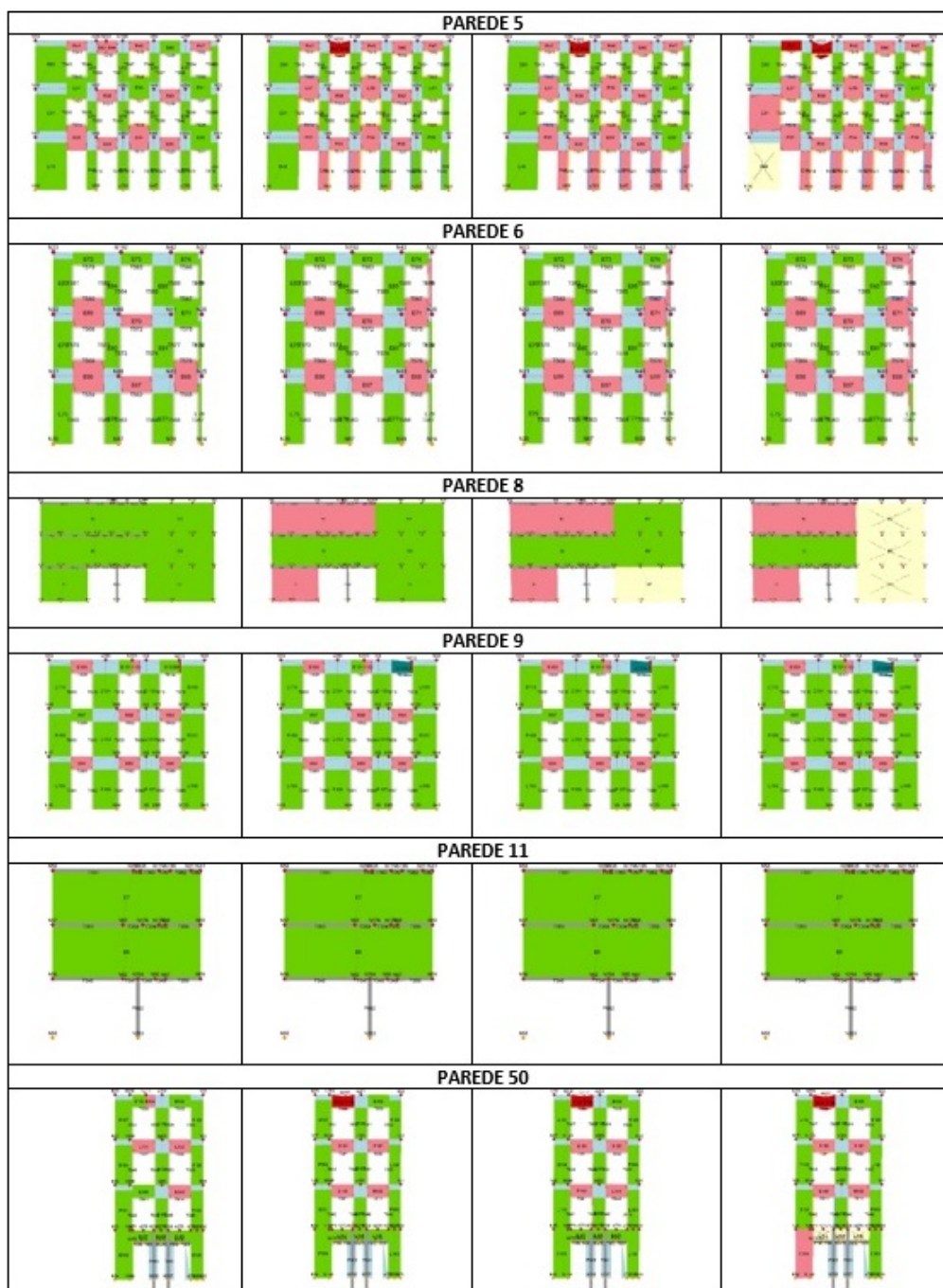


Figura 6.15: Mapa de danos,  $Y^-$

Observando a figura 6.16 verifica-se novamente que as primeiras paredes (6.16b) a sofrerem danos, são novamente as paredes na direção das forças. No final da análise (6.16d) os danos já não se focam apenas nas paredes segundo o eixo  $y$ , mas também as paredes segundo  $X$  se encontram danificadas, o que se era de esperar, devido ao fator da simetria.

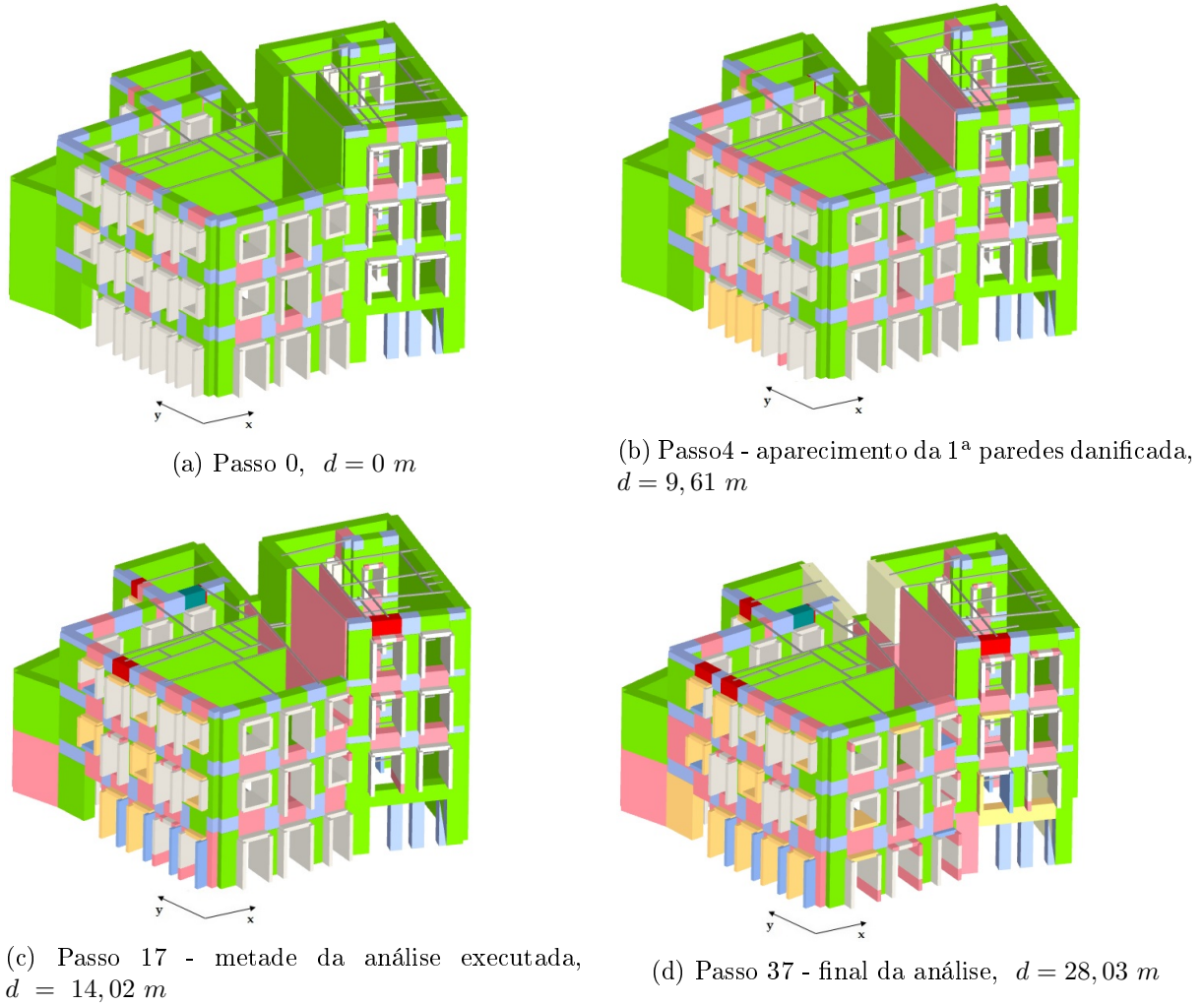


Figura 6.16: Visualização 3D dos danos nos elementos do Edifício - direção  $Y$

As paredes que maior percentagem de dano apresentam, são as paredes 5,6,50 e 3 com aproximadamente 70%, 16%, 25% e 39% respetivamente. Sendo a parede 5 a única parede segundo a direção à ação das forças, observa-se que as paredes na direção perpendicular da ação sísmica são as que apresentam maior percentagem de danos.

Após analisados os danos nas paredes do edifício segundo a direção  $Y^-$ , calculou-se o deslocamento-alvo para verificar o desempenho sísmico da estrutura segundo o EC8. Valores apresentados na tabela 6.6.

Tabela 6.6: Verificação análise  $Y^-$  segundo EC8

Tipo de sismo	$Sd_{alvo}$ [cm]	$Sd_u$ [cm]	Verifica?
I	0,77	3,25	Sim
II	0,85	3,25	Sim

Também nesta direção foram calculadas as curvas de fragilidade, apresentadas na figura 6.17. Para ambas as análises, observa-se que a probabilidade de dano total ou colapso é inferior a 8%. Para o sismo do tipo II (para o qual a estrutura é mais vulnerável) a probabilidade é de 5% segundo a direção Y e 7% segundo X.

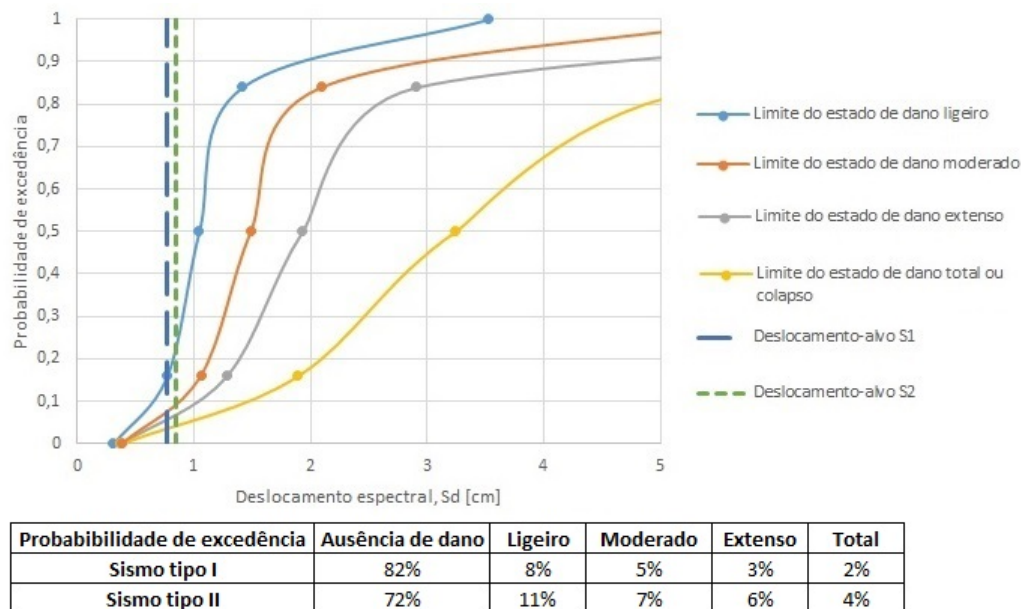


Figura 6.17: Curvas de fragilidade -  $Y^-$

Quer para a análise segundo X, como para a análise segundo Y, o reforço realizado ao nível dos vãos, aparenta ter um efeito extremamente positivo. Isto é, observa-se que este reforço vai absorver os esforços que se iriam concentrar nas zonas frágeis dos vãos, impedindo que estes se danificassem e se tornassem zonas colapsadas, podendo dar origem ao colapso total da estrutura.

### 6.3 Análise de resultados com pisos flexíveis

A análise modal, considerando agora os pisos como sendo flexíveis (Modelo 3), apresenta diferenças em relação ao modelo com pisos rígidos, em ambas as direções. Comparativamente com os valores característicos da análise modal, para o Modelo 1 e Modelo 2, observa-se que nos modelos com pavimentos rígidos, a percentagem de massa movimentada para cada modo é bastante mais elevada do que no caso do modelo com pavimentos flexíveis. Este fator advém

que, com pavimentos flexíveis o fator da simetria têm uma maior influência no comportamento global do edifício.

Tabela 6.7: Características da análise Modal

	direção	$M_x [Ton]$	$M_x [\%]$	$M_y [Ton]$	$M_y [\%]$	$T [s]$
<b>Modelo 3</b>	X	438,337	28	248,240	15,85	0,22
	Y	127,158	8,12	672,430	42,94	0,20

Na figura 6.18a e 6.18b é possível observar que os modos de vibração predominantes para cada direção apresentam deslocamentos na direção perpendicular à da análise, o que se pode suspeitar serem deslocamentos fora-do-plano das paredes, o que se era de esperar uma vez que com este tipo de pavimentos, a redistribuição dos esforços não é uniforme e por vezes, nas situações em que as alvenarias não conseguem de certa maneira acompanhar o deslocamento do pavimento, estas acabam por se deformarem no sentido perpendicular à ação a que estão sujeitas originando os deslocamento fora-do-plano.

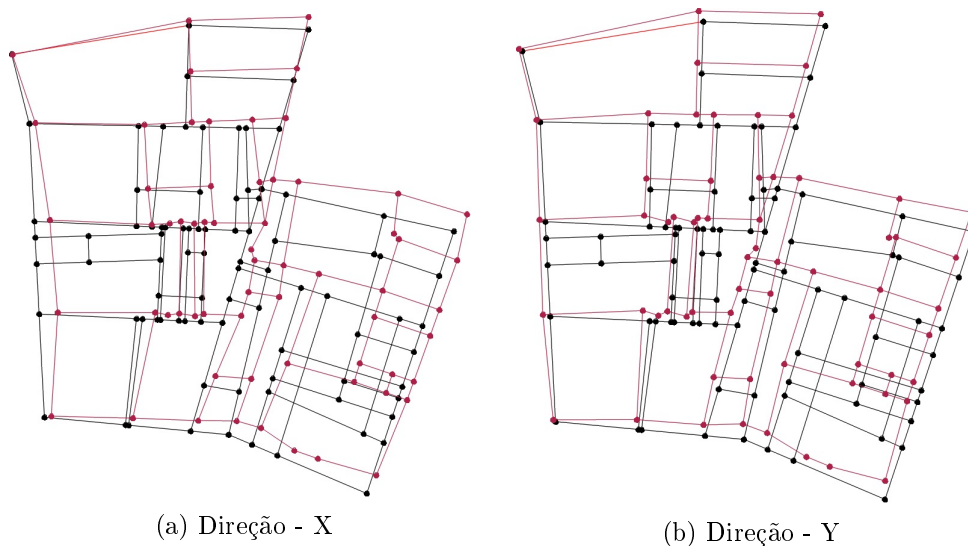


Figura 6.18: Modos de vibração Modelo 3

Ao contrário das análises com pavimentos rígidos, as análises do Modelo 3 consideradas mais significantes pelo o programa 3Muri (aquelas que apresentam menor intervalo entre o deslocamento último e o deslocamento-alvo<sup>1</sup>) foram as análises com o carregamento segundo a distribuição uniforme. Isto faz sentido, uma vez que os modos fundamentais apresentam uma participação de massa mais baixa[10].

As análises mais gravosas foram X+, com excentricidade -0,92 m, com distribuição uniforme (massas) e Y-, com excentricidade de -0,87 m, com distribuição uniforme. Novamente as análises mais gravosas são as que consideram a excentricidade.

<sup>1</sup> calculado automaticamente pelo 3Muri de acordo com o regulamento italiano.

## 6.4 Resultados da análise dos deslocamentos relativos entre pisos

A análise dos deslocamentos tem como finalidade, a determinação dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos ao longo de um alinhamento vertical.

Para esta análise, considerou-se o alinhamento vertical, onde se encontra presente o nó de controlo. Um outro alinhamento que se considerou pertinente foi o alinhamento vertical, que coincide com a ligação da parede onde se encontra o nó de controlo e a parede de fachada ortogonal a esta. Para se compreender melhor a posição onde se vão efetuar as análises, na figura 6.19 apresenta-se a posição em planta, das paredes em estudo, sendo que a) corresponde ao alinhamento na posição do nó de controlo, e b) o alinhamento dos nós correspondentes à parede ortogonal e de fachada. Na figura 6.20, estão apresentados os nós correspondentes a cada alinhamento, sendo que os nós circundados a vermelho correspondem ao alinhamento a) e a preto os nós do alinhamento b).

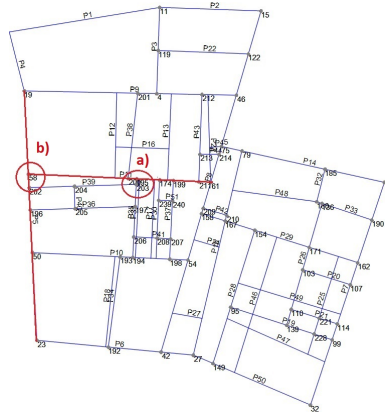


Figura 6.19: Posição dos alinhamentos verticais para análise do deslocamento relativo entre pisos

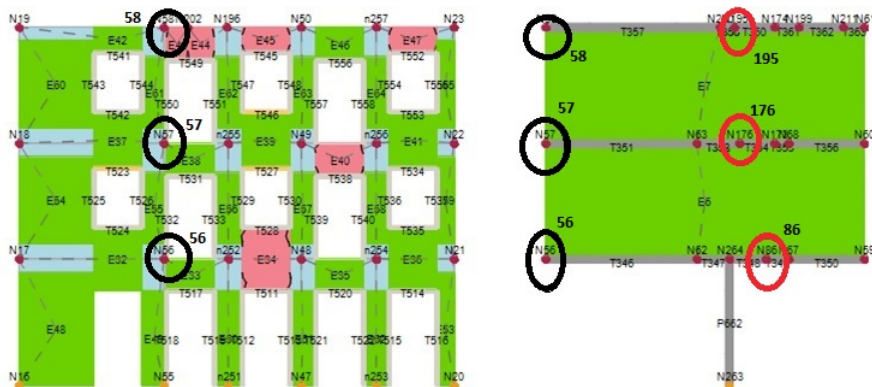


Figura 6.20: Nós correspondentes ao alinhamento vertical a) e b)

Das equações apresentadas no capítulo 4.2, considerou-se a verificação 4.23, por se tratar de um edifício cujos elementos verticais resistentes são em alvenaria de pedra.

#### 6.4. Resultados da análise dos deslocamentos relativos entre pisos

Nas tabelas 6.8 e 6.9 estão apresentados os valores de deslocamento dos nós presentes nos alinhamentos a) e b) para o Modelo 1.

Tabela 6.8: Deslocamento dos nós: análise segundo X, Modelo 1

Nó	Deslocamento	
	X	Y
<b>Alinhamento a)</b>		
<b>195</b>	0,026	-0,002
<b>176</b>	0,022	-0,002
<b>86</b>	0,018	-0,002
<b>Alinhamento b)</b>		
<b>58</b>	0,026	-0,002
<b>57</b>	0,022	-0,001
<b>56</b>	0,018	0,0006

Tabela 6.9: Deslocamento dos nós: análise segundo Y, Modelo 1

Nó	Deslocamento	
	X	Y
<b>Alinhamento a)</b>		
<b>195</b>	-0,01	-0,028
<b>176</b>	-0,001	-0,022
<b>86</b>	-0,0008	-0,018
<b>Alinhamento b)</b>		
<b>58</b>	-0,001	-0,018
<b>57</b>	-0,001	-0,024
<b>56</b>	-0,001	-0,029

Fazendo a verificação de acordo com a equação 4.23, para o modelo com pavimentos rígidos, obtém-se que os drifts encontram-se dentro dos limites estabelecidos pelo EC8. No entanto para a limitação estabelecida no EC8-3 C.4.3, o drift não verifica na presença de ações na direção Y, pois é superior a 0,4%. Relativamente aos limites impostos pelo FEMA, estes já são satisfeitos uma vez que para tal a percentagem de drift deverá estar entre 0,2% a 0,6%, para alvenaria reforçada, para que se encontre no nível de dano ligeiro e sem risco de colapso dos elementos estruturais ou global. Estas verificações podem ser observados na tabela 6.10.

Tabela 6.10: Verificação do drift Modelo 1, segundo EC8 equação 4.23

Nó	$d_{rx}$ [%]	$d_{ry}$ [%]	Verifica?	
			Sismo tipo I	Sismo tipo II
<b>56-57</b>	0,40	0,56	Sim	Sim
<b>57-58</b>	0,40	0,56	Sim	Sim
<b>86-176</b>	0,40	0,54	Sim	Sim
<b>176-195</b>	0,40	0,52	Sim	Sim

Nas tabelas 6.11 e 6.12 estão apresentados os valores de deslocamento dos nós respetivos ao dos alinhamentos a) e b) para o Modelo 3.

Tabela 6.11: Deslocamento dos nós: análise segundo X, Modelo 3

Nó	Deslocamento	
	X	Y
<b>Alinhamento a)</b>		
<b>195</b>	0,017	-0,0015
<b>176</b>	0,014	-0,001
<b>86</b>	0,008	-0,0004
<b>Alinhamento b)</b>		
<b>58</b>	0,017	-0,00009
<b>57</b>	0,014	-0,0007
<b>56</b>	0,008	0,0009

Tabela 6.12: Deslocamento dos nós: análise segundo Y, Modelo 3

Nó	Deslocamento	
	X	Y
<b>Alinhamento a)</b>		
<b>195</b>	-0,002	-0,028
<b>176</b>	-0,0014	-0,025
<b>86</b>	-0,001	-0,021
<b>Alinhamento b)</b>		
<b>58</b>	-0,002	-0,025
<b>57</b>	-0,0015	-0,03
<b>56</b>	-0,0009	-0,025



Fazendo as mesmas verificações para o Modelo 3, observa-se que de acordo com os limites impostos pelo EC8, equação 4.23, os drifts são satisfeitos (tabela 6.13). Apenas para os deslocamentos no 1º piso, a condição de drift  $\leq 0,4\%$  não é satisfeita. Isto pode indicar uma possível ocorrência do fenómeno soft-storey. Quanto as limitações impostas pelo FEMA, estas são satisfeitas, estando relativamente longe do estado de pré-colapso (0,6%) e bastante afastado do estado de colapso (1,5%).

Tabela 6.13: Verificação do drift Modelo 3, segundo EC8

Nó	$d_{rx}[\%]$	$d_{ry} [\%]$	Verifica?	
			Sismo tipo I	Sismo tipo II
<b>56-57</b>	0,58	0,29	Sim	Sim
<b>57-58</b>	0,30	0,28	Sim	Sim
<b>86-176</b>	0,59	0,36	Sim	Sim
<b>176-195</b>	0,30	0,30	Sim	Sim

### Comparação dos deslocamentos entre os Modelos 1 e 3

As figuras 6.21a e 6.21b, apresentam um gráfico comparativo dos deslocamentos relativos entre o Modelo 1 e o Modelo 3. Verifica-se, que contrariamente ao esperado, na direção X os deslocamentos são maiores para o modelo com pisos rígidos. Julga-se que segundo esta direção, para ambos os modelos, alguns elementos colapsem e os esforços tenham que ser redistribuídos. Esta redistribuição é mais bem conseguida na presença de pavimentos rígidos, permitindo que a estrutura alcance maiores deslocamentos.

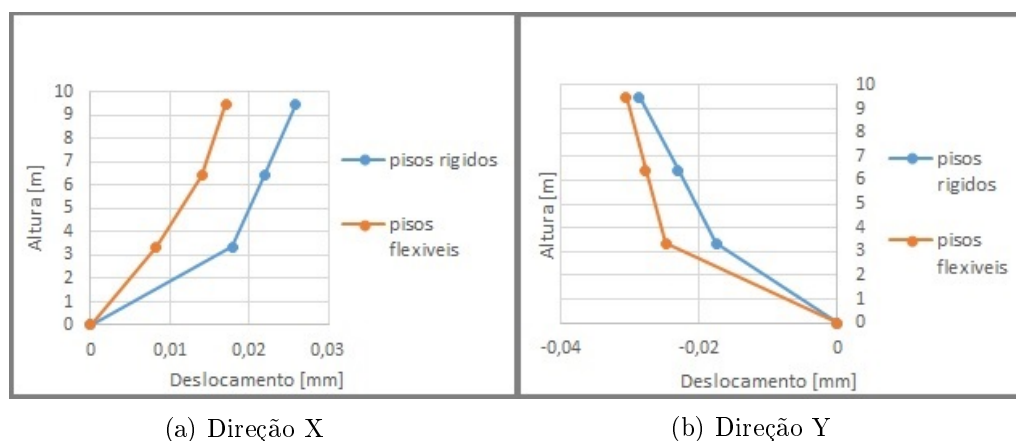


Figura 6.21: Deslocamentos no plano dos nós do alinhamento a)

As figuras 6.22a e 6.22b apresentam os deslocamentos fora-do-plano das paredes. Novamente, observa-se que no gráfico da figura 6.22a existe, para o modelo com pavimentos flexíveis, um maior deslocamento ao nível do 1º piso, verificando a hipótese da existência de possível fenómeno soft-storey. Já na análise segundo a direção Y, ocorre o esperado. Os deslocamentos fora-do-plano no modelo com pavimentos rígidos são menores, pois a distribuição das cargas nas paredes é mais uniforme.



#### 6.4. Resultados da análise dos deslocamentos relativos entre pisos

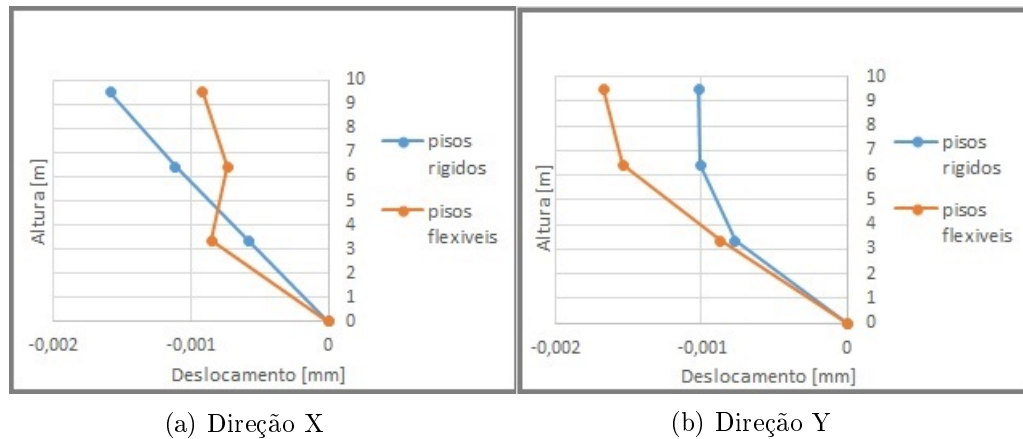


Figura 6.22: Deslocamentos fora-do-plano dos nós do alinhamento a)

As figuras 6.23a e 6.23b, apresentam o gráfico comparativo dos deslocamentos no-plano, para o alinhamentos com os nós nas paredes de fachada. Os deslocamentos obtidos são bastante semelhantes aos obtidos para o alinhamento a). Segundo a direção Y, os deslocamentos no-plano entre o Modelo 1 e Modelo 3 são bastante próximos, chegando mesmo a atingir o mesmo deslocamento no topo do edifício.

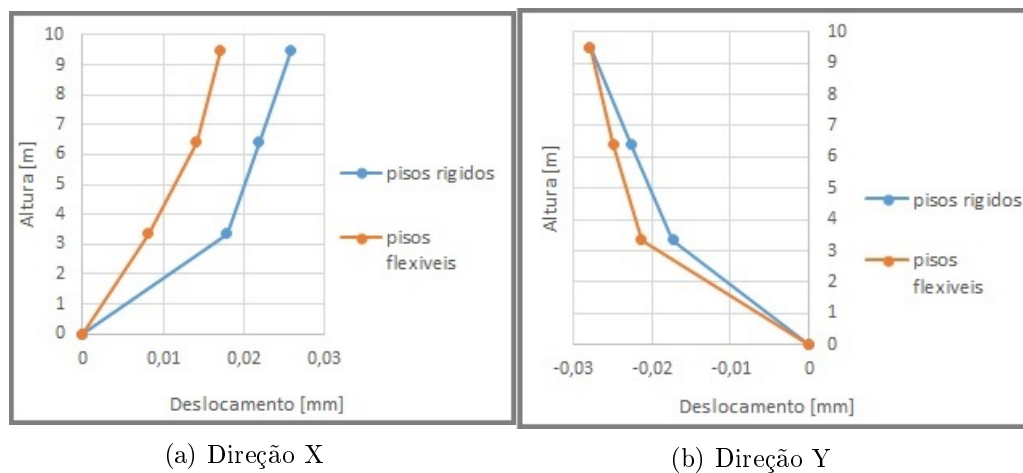


Figura 6.23: Deslocamentos no-plano dos nós do alinhamento b)

Relativamente aos deslocamentos fora-do-plano das paredes, observa-se novamente, figura 6.24a e 6.24b, a existência do fenómeno soft-storey, mas agora para o modelo com pavimentos rígidos. Segundo a direção Y, os deslocamentos para ambos os modelos são ligeiramente inferiores comparativamente com os deslocamento do alinhamento a). Ainda nesta direção, os deslocamentos entre ambos os modelos e os alinhamentos, são mais próximos, possivelmente a estrutura é menos sensível à tipologia do pavimento nesta direção o que pode indicar que a estrutura é mais resistente nesta direção. O mesmo se pode afirmar, através da observação das curvas de capacidade segundo a direção X e Y (figura 6.9 e 6.14 respetivamente), onde segundo a direção Y a estrutura é capaz de alcançar deslocamentos maiores e suportar maiores valores de força de corte basal.

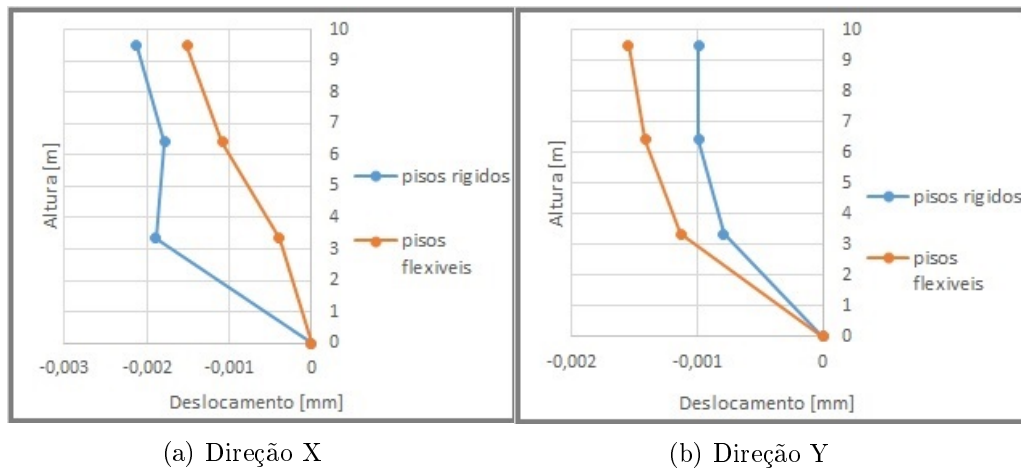


Figura 6.24: Deslocamentos fora-do-plano dos nós do alinhamento b)

A maior vulnerabilidade da estrutura segundo a direção X, pode ser explicada devido ao facto de nesta direção se apresentar um maior grau de assimetria comparativamente com a direção Y, e por a percentagem de aberturas também ser mais elevada na direção X. Repare-se que, as paredes mais longas da direção X não têm o seu eixo 100% segundo esta direção, apresentando uma amplitude segundo o eixo Y. Também nesta direção, na parede 50 (figura 6.3) encontra-se a abertura de vão presente na figura 5.8, que não foi possível modelar de acordo com o projeto, sendo possível que esta “falha” na modelação, comprometa os resultados da estrutura nesta direção. As paredes 11 e 10 são também paredes com o seu eixo segundo a direção X, e são paredes de frontal assentes em perfis metálicos, originando a não continuidade dos elementos verticais, o que é um fator que torna a estrutura mais vulnerável.

## 6.5 Mecanismos de colapso fora-do-plano

O programa 3Muri oferece uma ferramenta que permite determinar a existência ou não de mecanismos de colapso locais. Para determinar a existência destes mecanismos o utilizador necessita de, em primeiro lugar definir um possível mecanismo de colapso. O programa calcula as acelerações respetivas a cada um dos mecanismos afim de verificar se o valor de aceleração obtido para o mecanismo é inferior ao valor de aceleração máxima resistente correspondente ao mecanismo em estudo.

Para o edifício em estudo, foram escolhidas as paredes P5 e P50 para analisar a existência de possíveis mecanismos de colapso, por serem as que se encontravam em condições mais peculiares como é possível observar nos mapas 3D (figuras 6.12 e 6.16).

Na parede P5 foi analisado a progressão de colapso por pisos (segundo o exemplo apresentado na figura 3.5).

Nas figura 6.25 estão apresentados os mecanismos locais progressivos que dizem respeito à parede P5.

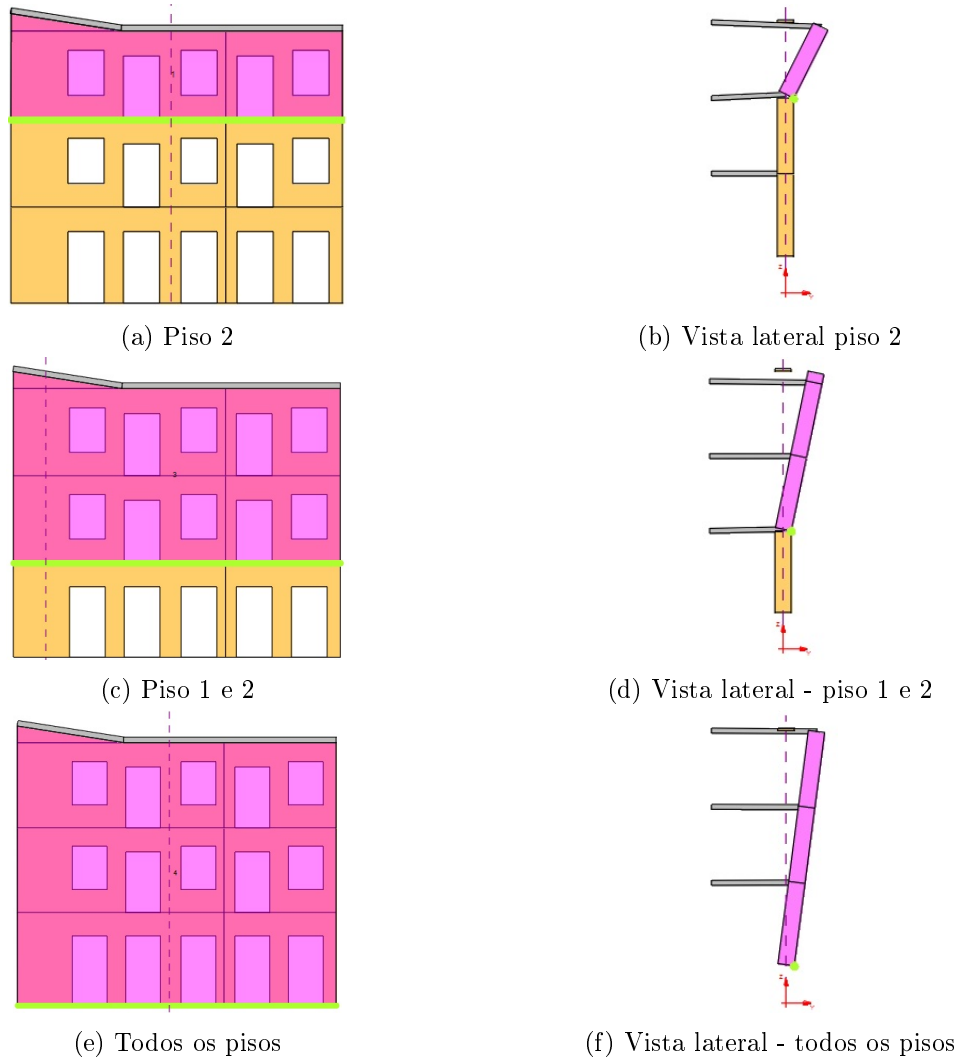


Figura 6.25: Mecanismo local parede P5

Analisando cada mecanismo, obtém-se os valores presentes na tabela 6.14

Tabela 6.14: Verificação dos mecanismos locais da Parede P5

Piso	$a_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{0-min}^*$ ELU [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{0-min}^*$ ELUtil [m/s <sup>2</sup> ]	Verifica?
<b>2</b>	13,33	1,75	1,40	<b>Sim</b>
<b>1 e 2</b>	1,21	0,93	0,74	<b>Sim</b>
<b>Todos</b>	0,59	1,36	1,09	<b>Não</b>

A verificação não é satisfeita, quando analisada a parede na sua totalidade. É possível que tal aconteça, pois o programa não permite modelar o reforço nos cunhais, e as paredes de frontal encontram-se com valor nulo para  $f_{ctm}$ , o que poderá levar a que as paredes de

fachadas não estejam totalmente ligadas aos restantes elementos, fazendo com que as paredes de frontal não acompanhem o comportamento das paredes de fachada.

Ainda analisando a parede P5, considerou-se pertinente estudar o mecanismo de colapso apresentado na figura 6.26, de maneira a verificar o comportamento da ligação da viga metálica que suporta o pavimento do piso superior com a parede de alvenaria de pedra de fachada. Analisou-se também o mecanismo de colapso apresentado na figura 6.27, de maneira a verificar o comportamento de um cunhal entre duas paredes de fachadas com múltiplas aberturas.

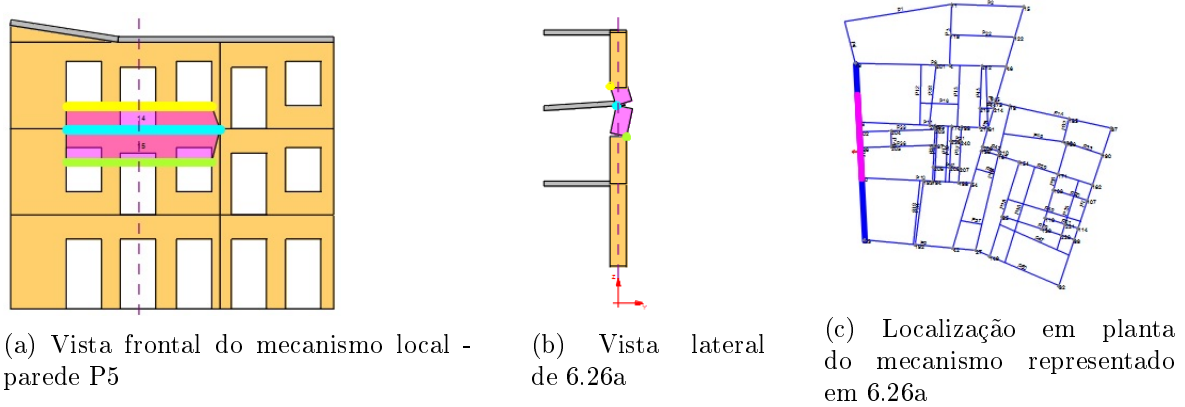


Figura 6.26: Mecanismo local (pormenor de ligação viga metálica - fachada em pedra)

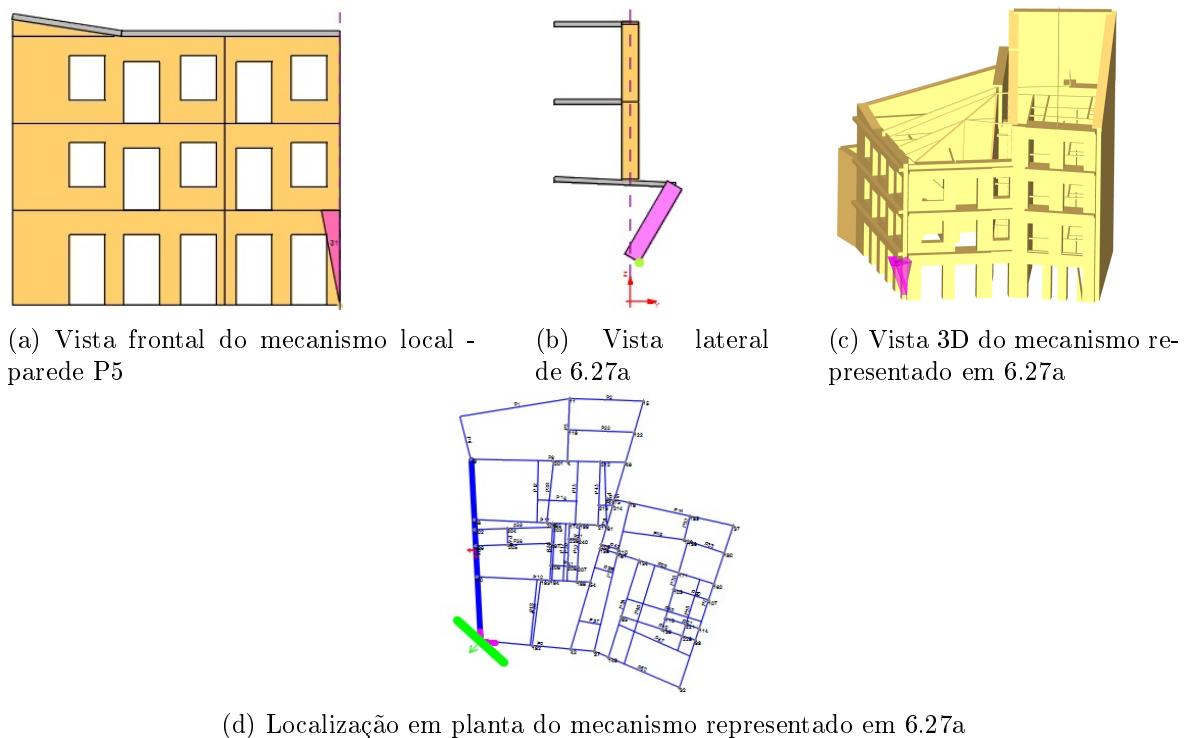


Figura 6.27: Mecanismo local - cunhal entre paredes P5 e P6

Já os mecanismos locais, satisfazem as verificações do regulamento italiano. Julga-se então que, a possível fraca ligação (em termos de modelação), tenha mais influência quando

## 6.5. Mecanismos de colapso fora-do-plano

os mecanismos de colapso são de maior dimensão, ou seja, quando o mecanismo aciona maiores massas.

Na tabela 6.15 encontram-se listados os valores das acelerações obtidos com o programa 3Muri para os mecanismos das figuras 6.27 e 6.26.

Tabela 6.15: Verificação dos mecanismos locais de pormenores da Parede P5

Mecanismo	$a_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{0-min}^*$ ELU [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{0-min}^*$ ELUtil [m/s <sup>2</sup> ]	Verifica?
Ligação vigas - fachada	17,40	1,75	1,40	Sim
Cunhal	2,04	1,36	1,09	Sim

Em relação à parede P50, analisou-se o seu comportamento face ao fenómeno de colapso por pisos, tal como analisado para a parede P5. Na figura 6.28, apresentam-se os mecanismos por pisos.

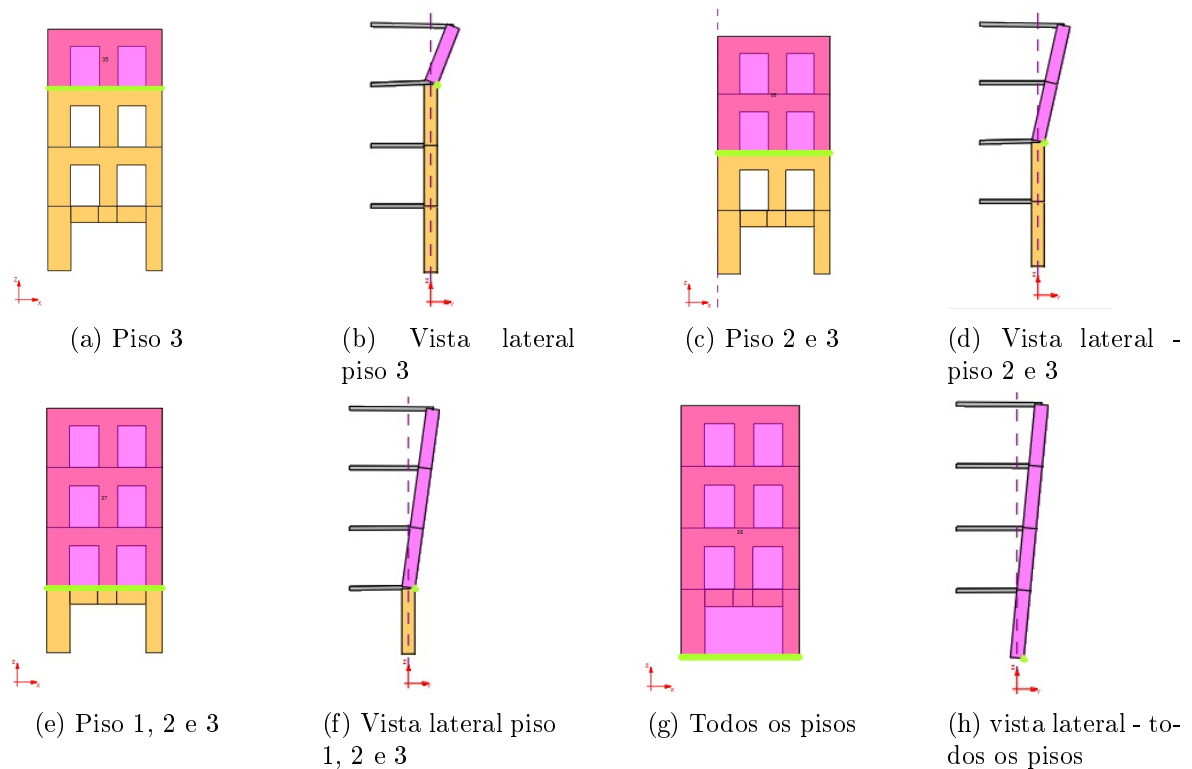


Figura 6.28: Mecanismo local parede P50

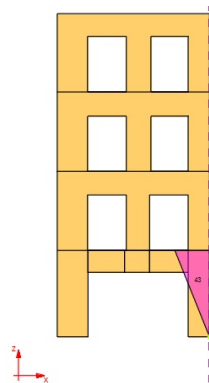
## Capítulo 6. Análise de Resultados

Na tabela 6.16 apresentam-se os valores das acelerações obtidos e respectivas verificações.

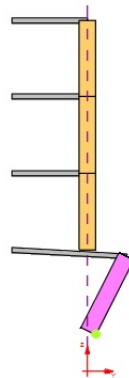
Tabela 6.16: Verificação dos mecanismos locais da Parede P50

Piso	$a_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{0-min}^{*ELU}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{0-min}^{*ELUtil}$ [m/s <sup>2</sup> ]	Verifica?
<b>3</b>	1,70	2,69	2,09	<b>Não</b>
<b>3 e 2</b>	1,75	1,75	1,40	<b>Não ELU/Sim ELUtil</b>
<b>1, 2 e 3</b>	0,63	0,93	0,74	<b>Não</b>
<b>Todos</b>	0,43	1,36	1,09	<b>Não</b>

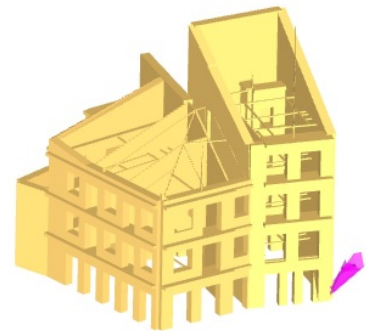
A ligação dos perfis metálicos do piso do rés-do-chão com a parede de fachada pode propiciar a formação de mecanismos fora-do-plano devido à variação brusca da rigidez. O mecanismo definido para o estudo do comportamento é apresentado na figura 6.30. O comportamento do cumhal entre a parede P50 e P7 (mecanismo da figura 6.29), tem interesse por ter aberturas e por pertencer à parede P50.



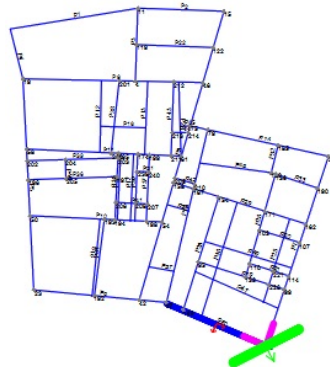
(a) Vista frontal do mecanismo local - parede P50



(b) Vista lateral de 6.29a



(c) Vista 3D do mecanismo representado em 6.29a



(d) Localização em planta do mecanismo representado em 6.29a

Figura 6.29: Mecanismo local - cumhal entre paredes P50 e P7

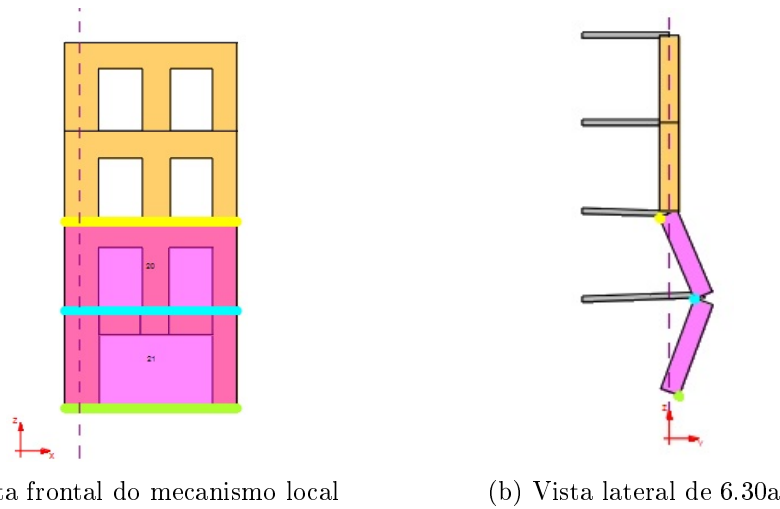


Figura 6.30: Mecanismo local da ligação perfis metálicos - parede de fachada P50

Para os mecanismos das figuras 6.29 e 6.30 obteve-se os valores das acelerações presentes na tabela 6.17

Tabela 6.17: Verificação dos mecanismos locais de pormenores da Parede P50

Mecanismo	$a_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{0-min}^*$ ELU [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{0-min}^*$ ELUtil [m/s <sup>2</sup> ]	Verifica?
<b>Ligação perfis - fachada</b>	3,87	1,36	1,09	<b>Sim</b>
<b>Cunhal</b>	3,00	1,42	1,13	<b>Sim</b>

Analisando a parede na sua totalidade esta não verifica as condições requeridas no regulamento italiano, mas os mecanismos locais verificam. No entanto, salienta-se que para o cálculo das acelerações, não é contabilizada a presença dos perfis metálicos podendo ser um fator importante para o cálculo da aceleração resistente do mecanismo.

Considera-se que as soluções de reforço implementadas, nomeadamente as pregagens nos cunhais (através da furação, atravessando as paredes de empena e atravessando as paredes ortogonais a estas) destinam-se a contrariar a possibilidade da sua abertura, sob a ação sísmica, por rotação para fora. Além disto, confinam os pavimentos e facilitam a transferência das forças de inércia que atuam fora do plano das paredes, para as paredes ortogonais, melhorando assim o comportamento global da estrutura.





## Capítulo 7

# Considerações finais

### 7.1 Conclusões

O estudo da vulnerabilidade sísmica dos edifícios presentes nas zonas mais antigas da cidade de Lisboa tem sido uma preocupação cada vez mais presente nos cidadãos e profissionais.

Sabe-se que, as análises estáticas não linear, devido à complexidade da modelação, exigem um grande esforço computacional. Para além disso, a informação acerca da história do edifício, os seus materiais e intervenções realizadas por vezes é escassa. No entanto, estas análises deveriam ser realizadas com maior frequência, afim de se conhecer o estado de conservação dos edifícios da zona mais antiga da cidade de Lisboa e, caso seja necessário, elaborar projetos de reforço de maneira a melhorar o comportamento sísmico dos edifícios, diminuindo o risco de colapso e aumentando a segurança das pessoas.

Foram efetuadas análises *pushover*, utilizando o programa 3Muri, para conhecer o comportamento sísmico global do edifício em estudo. Durante a modelação do edifício, segundo o projeto desenvolvido pelo gabinete A2P, existiu alguma dificuldade na definição das propriedades mecânicas das paredes existentes, principalmente nas paredes de frontal, pois a informação existente sobre o comportamento e as propriedades mecânicas de uma parede de frontal reforçada com reboco armado é escassa. Foi realizada uma calibração da curva *pushover* de uma parede de frontal reforçada de maneira a corresponder com bibliografia existente. Para realização da análise *pushover*, definiu-se a ação sísmica, admitindo um espectro elástico implementado no programa 3Muri segundo parâmetros de resposta elástica de acordo com o EC8.

O edifício em estudo, apresenta moderada assimetria em planta e em altura, fator que perante ação sísmica é desfavorável. Contudo, a análise global do edifício (analisando o seu comportamento no plano das paredes) permite concluir que este apresenta resultados satisfatórios.

Pela a análise dos deslocamento horizontais relativos entre piso, para a ação sísmica segundo a direção X, constata-se que a análise com pavimentos flexíveis apresenta menores deslocamentos em relação a análise com pavimentos rígidos. É possível que ambos os modelos apresentem alguns elementos colapsados, e que o modelo com pavimentos rígidos (Modelo 1) apresente uma maior capacidade de redistribuição das cargas permitindo que as paredes atinjam deslocamentos maiores. Para a análise segundo a direção Y, os deslocamento obtidos pelo modelo com pavimentos flexíveis (Modelo 3) apresentam valores ligeiramente mais elevados, o que leva a concluir que segundo esta direção a estrutura tem um comportamento independente da tipologia do piso, ou seja, nesta direção as paredes de alvenaria têm um comportamento

suficientemente bom, conseguindo acompanhar o deslocamento dos pisos. Novamente, para a direção segundo X, o drift do RC/1º piso é aproximadamente 4.5 vezes mais elevado comparativamente com o drift nos restantes pisos superiores, o que leva a crer na possibilidade de existência de efeito soft-storey no piso R/C, no entanto este valor encontra-se dentro dos limites estabelecidos pelos EC8 e FEMA 356/357.

Analisando os resultados obtidos para os deslocamento fora-do-plano da parede, averigua-se que segundo a direção Y, a utilização de pavimentos rígidos diminui os deslocamentos fora-do-plano das paredes, o que era de esperar uma vez que a presença destes pisos uniformiza a resposta global do edifício, como se pode ver nas figuras 6.1 e 6.2. Já na análise segundo a direção X, os resultados não seguem a mesma linha de raciocínio efetuado para a análise segundo a direção Y. Na direção X, o edifício apresenta maior assimetria comparativamente com a direção Y, pois as próprias paredes nesta direção não seguem cegamente a direção X, apresentando sempre alguma amplitude em direção ao eixo Y. É também nesta direção que se encontram as paredes de frontal sob os perfis metálicos, descontinuidades das paredes de frontal, assim como a fachada cuja abertura de vão presente na figura 5.8, sendo estes possíveis fatores para os resultados inesperados obtidos nesta direção.

A estrutura apresenta uma maior capacidade resistente para análises segundo a direção Y, pois apresenta um maior deslocamento último para uma força de corte basal também mais elevada. O que é novamente justificável pelas razões apresentadas no parágrafo anterior.

Das soluções de reforço aplicadas nos modelos, apenas é possível observar diretamente que o reforço dos vãos em betão armado (figura 5.5) é fundamental neste tipo de estruturas, cujas fachadas apresentam um número elevado de aberturas e são constituídas por materiais com fraca resistência à tração, uma vez que estes ficaram praticamente todos danificados, absorvendo eficientemente os esforços provocados nas paredes impedindo que estas se danifiquem a ponto de colapsar. Indiretamente pode-se concluir que as lâminas de betão, a malha de aço aplicada ao longo das paredes e o reboco armado, conduziram a um aumento da resistência sísmica dos elementos verticais e mesmo da estrutura global, uma vez que comparativamente com a literatura e diversos estudos realizados, estas apresentam um número bastante baixo de elementos colapsos e verificam as condições impostas pelos regulamentos por vezes com uma margem elevada.

Neste tipo de estruturas, é muito comum recorrer-se à rigidificação de pavimentos, de maneira a diminuir os deslocamento fora-do-plano, e aumentar capacidade de deslocação das alvenaria. Contudo, este tipo de reforço apresenta um aumento bastante significativo da massa e principalmente da rigidez do edifício, não sendo o mais indicado para este tipo de estruturas. Dessa maneira, o equilíbrio entre os pavimentos rígidos (apenas zonas húmidas) e pavimentos flexíveis, presente neste projeto de reforço foi bastante bem conseguido uma vez que para este tipo de estrutura, o pavimento flexível, composto por soalho de madeira continua a ser o que apresenta melhores resultados, por ser mais flexível.

Através da análise *pushover*, e da análise dos deslocamentos relativos, pode-se concluir que a estrutura apresenta uma boa resistência sísmica, e que as soluções de reforço aplicadas são bastante viáveis. Não é possível concluir a dimensão da sua viabilidade uma vez que não se tem conhecimento do estado original da estrutura, a nível de vulnerabilidade sísmica, antes das intervenções de reforço. Apesar de, na análise com pavimentos rígidos, a estrutura segundo a direção Y não verificar a condição implementada pelo EC8-3 C.4.3, na análise com pavimentos flexíveis (o que corresponde à composição real da estrutura) esta condição já é verificada.

Quanto aos mecanismos de colapso, conclui-se que os mecanismos locais estudados encontram-se de acordo com a regulamentação italiana, no entanto quando as paredes P5 e P50 foram

analisadas na sua totalidade a verificação não é satisfeita. Suspeita-se que tal aconteça, pois o programa não permite modelar o reforço nos cunhais, e as paredes de frontal encontram-se com valor nulo para  $f_{ctm}$ , o que poderá levar a que as paredes de fachadas não estejam totalmente ligadas aos restantes elementos, impedindo de acompanharem o comportamento das paredes de fachada. Contudo, quando analisados os mecanismos de colapso locais de menor dimensão (figuras 6.26, 6.27, 6.29, 6.30), as verificações já são satisfeitas. Julga-se que a dimensão do mecanismo tenha alguma influência na satisfação da verificação, pois movimenta menor massa e consequentemente é necessário uma aceleração menos elevada para acionar o mecanismo, não sendo assim, tão relevante a ligação por pregagens nos cunhais e a ausência de resistência à tração pelo reforço das chapas metálicas nas diagonais das Cruzes de Sto. André. Ainda em relação à parede P50, o facto dos perfis metálicos não serem contabilizados para o cálculo das acelerações, leva a suspeitar, que na realidade esta verificação talvez possa ser satisfeita.

## 7.2 Desenvolvimentos futuros

Apesar de se ter concluído, com resultados positivos, que as soluções aplicadas neste projeto são viáveis, e apresentam resultado conclusivos, que possam ser consideradas como boas soluções de reforço, é necessário que mais estudos sobre a viabilidade de determinadas soluções de reforço sejam realizados. O número de análises e estudos para conhecer o comportamento de edifícios antigos não reforçados tem crescido, contudo nem sempre é conhecido o seu comportamento após a execução dos projetos de reforço.

Determinar a viabilidade das soluções de reforço, não só permite obter maiores certezas e um conhecimento mais profundo sobre as mesmas, permitindo determinar quais as melhores soluções de reforço para cada tipo de patologia, como permite afunilar o número de técnicas de reforço para cada edifício de acordo com a tipologia de construção. Isto pode ser relevante para que se consiga tornar este tipo de projetos, que hoje em dia são vistos como projetos dispendiosos e que, por essa razão nem sempre são executados, em projetos menos sobredimensionados e consequentemente menos onerosos.

Uma vez que o parâmetro mais incerto desta dissertação é a calibração e os valores adotados para a parede de frontal reforçada, seria interessante fazer-se mais modelos recorrendo à macro-modelação no 3Muri, ou mesmo utilizando outro programa de cálculo automático que recorra também à macro-modelação, de maneira a se obterem valores mais certos para uma parede de frontal reforçada, visto que este tipo de parede encontra-se presente num número muito elevado de edifícios que necessitam de intervenção em Portugal.

Por fim, seria interessante, conduzir uma análise dinâmica não linear para estudar o comportamento fora-do-plano e das soluções de reforço através de MEF, utilizando programas tais como DIANA, ABAQUS etc...



# Bibliografia

- [1] *www.geocorpa.pt*, consultado a 19.12.2016.
- [2] *www.niker.eu*, consultado a 19.12.2016.
- [3] Appleton, J.: *Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Técnicas de Intervenção*. Orion, 2003.
- [4] Appleton, J.: *Estudo Diagnóstico*. Relatório Técnico, A2P - Estudos e Projetos, 2012.
- [5] Appleton, J e Domingos, I.: *Biografia de um Pombalino - Um caso de reabilitação na Baixa de Lisboa*. Edições Orion, 2009.
- [6] Appleton, J. e Martins, C.: *Memória Descritiva*. Relatório Técnico, A2P - Estudos e Projetos, 2012.
- [7] Applied Technology Council Redwood City, California(editor): *ATC40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, 1996.
- [8] Autodesk: AutoCAD 2016. Califórnia, USA.
- [9] Bento, R. e Lopes, M.: *Recuperação de edifícios Pombalinos - Aspectos técnicos e viabilidade económica*. Pedra&Cal, (42), Abril, Maio, Junho 2009.
- [10] Bento, R., Simões, A., Cattari, S. e Lagomarsino, S.: *Seismic Pushover Analysis of 'Gaioleiro' Buildings in Lisbon*. Skopje, Macedonia, 29-31 Maio 2013.
- [11] Cabrita, A. R., Aguiar, J. e Appleton, J.: *Manual de apoio à reabilitação dos edifícios do Bairro Alto*. CML, LNEC, 1993.
- [12] Camathias, U: *Seismic Performance Evaluation of a Historic Unreinforced Masonry Building Structure*. Tese de Mestrado, Swiss Federal Institute of Technology - Institute of Structural Engineering, 2013.
- [13] Candeias, P. J. d. O. X.: *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho - Escola de Engenharia, 2008.
- [14] Cardoso, R., Lopes, M. e Bento, R.: *Avaliação Sísmica de Edifícios Antigos de Alvenaria*. Açores, 2001. 5º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica.
- [15] CEN(editor): *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. Relatório Técnico, 2005.
- [16] Codices, M. J. d. R.: *Viabilidade do Reforço Sísmico de um Edifício de Pequeno Porte em Alvenaria de Pedra Ordinária*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2015.

## BIBLIOGRAFIA

---

- [17] Dautaj, A. e Kabashi, N.: *Method N2 - According to Fajfar*. Em *Second International Conference on Advances in Civil, Structural and Construction Engineering*, volume 1, Rome, Italy, April.
- [18] European Commission(editor): RISK-UE Project.: *RISK-UE Project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP4: Vulnerability of current buildings*. 2003.
- [19] Fajfar, P.: *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design*. *Earthquake Spectra*, 16(3):573–592, August 2000.
- [20] FEMA & NIBS Mitigation Division: *Washington, D.C.: Multi-hazard Loss Estimation Methodology - Earthquake Model - HAZUS®MH MR4 -Tecnical Manual*. 2003.
- [21] FEMA 356: *Federal Emergency Management Agency Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC, 2000.
- [22] Fernandes, D. S.: *Análise Sísmica de um Edifício Pombalino*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2010.
- [23] Ferreira, A. M. O.L.: *Modelação de paredes em alvenaria estrutural de tijolo*. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2014.
- [24] Ferrito, T. F. C.: *Avaliação sísmica de um edifício “de placa” do Bairro de Alvalade*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2014.
- [25] Fonseca, J. D.: *1755 O terramoto de Lisboa*. Argumentum, Direção Editorial Filipe Jorge, 2004.
- [26] Frazão, M. T. d. B. R. F.: *Modelação de um edifício “Gaioleiro” para Avaliação e Reforço Sísmico*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2013.
- [27] Gueguen, P.: *Seismic Vulnerability of Structures*. ISTE and Wiley, 2013.
- [28] IPQ, Instituto Português da Qualidade (editor): *Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenaria. Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios*. Relatório Técnico, Lisboa, 2000.
- [29] IPQ, Instituto Português de Qualidade (editor): *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Relatório Técnico, 2010.
- [30] Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A. e Cattari, S.: *TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings*. Engineering Structures, 2013.
- [31] Lamego, P. R. P. d. C.: *Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, 2014.
- [32] LNEC. 2005. [http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/evol\\_tipol.html](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/evol_tipol.html).
- [33] Lopes, M: *Estruturas Sismo-Resistentes da Gaiola Pombalina: Passado e Futuro*.

- [34] Lourenço, P.B.: *Computational Strategies for Masonry Structures*. Tese de Doutoramento, Universidade Técnica Delft, 1996.
- [35] Lourenço, P.B.: *Trends in Civil and Structural Engineering Computing*. Saxe-Coburg Publications, 2009. capítulo 4.
- [36] Lourenço, P.B.: *Seismic vulnerability of existing masonry buildings: Nonlinear parametric analysis*. Springer, 2015.
- [37] Lourenço, P. B., Vasconcelos, G. e Poletti, E.: *Edifícios Pombalinos: Comportamento e reforço*. Em *Intervir em construções existentes de madeira*, Guimarães, Escola de Engenharia, Campus de Azurém, Junho 2014.
- [38] Lourenço, P.B., Rots,J.G. e Blaauwendraad,J.: *Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling*. Heron, Vol 40, No 4, 1995.
- [39] Magenes,G., Bolognini, D. e Braggio. C: *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*. GNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, 2000.
- [40] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: *NTC08, Norme tecniche per le costruzione*. Roma, D.M 2008.
- [41] Nunes, R. F. G.: *Modelação e análise de estruturas de edifícios existentes em alvenaria*. Tese de Mestrado, Instituto Politécnico de Tomar, 2013.
- [42] Oliveira, D.: *Os Ensaios Experimentais realizados na Universidade do Minho no âmbito do Projeto Niker*. Património Cultural Construído Face ao Risco Sísmico, 2013.
- [43] Pereira, D.F.S.M: *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos - Reforço e análise não linear*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, 2009.
- [44] Pinho, F. F. d. S.: *Paredes de Alvenaria Ordinária - Estudo experimental com modelos simples e reforçados*. Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2007.
- [45] Pombo, P. G. V.: *Modelos para a avaliação de vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de Alvenaria. Aplicação de um modelo a um edifício de "placa"*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2014.
- [46] Rizzano, G e Sabatino,R.: *An Equivalent Frame Model For the Seismic Analysis of Masonry Structures*. Em *Sísmica 2010 - 8º Congresso de sismologia e Engenharia Sísmica*, 2010.
- [47] Santos, M.H.R: *A Baixa Pombalina - Passado e Futuro*. Livros Horizonte, 2005.
- [48] Simões, A.: *Reabilitação estrutural de paredes de frontal em edifícios Pombalinos*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 2015.
- [49] Simões, A., Milosevic, J., Meireles, H., Bento, R., Cattari, S. e Lagomarsino, S.: *Fragility curves for old masonry building type in Lisbon*. Bulletin Earthquake Engineering, 2015.

## BIBLIOGRAFIA

---

- [50] Sorrentino, Luigi., D'Ayala, Dina., Felice, Gianmarco de., Griffith, Michael Craig., Lagomarsino, S. e Magenes, G.: *Review Of Out-Of-Plane Seismic Assessment Techniques Applied To Existing Masonry Buildings*. 2016.
- [51] S.T.A. DATA: *3Muri User Manual Release 10.9.0*.
- [52] Teixeira, M.J. F.: *Reabilitação de edifícios Pombalinos, Análise experimental de paredes de frontal*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2010.



## Anexo A

# Geometria dos pórticos equivalentes

As figuras A.1 e A.2 descrevem o método para a definição da geometria dos pórticos equivalentes adotada no programa 3Muri.

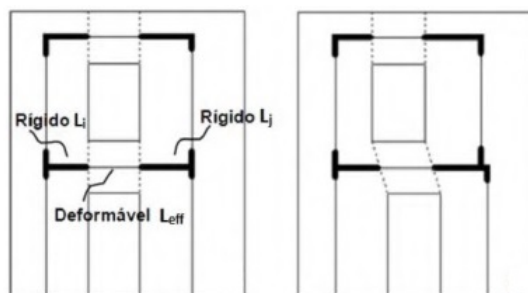


Figura A.1: Regra de Dolce aplicada aos lintéis; aberturas regulares e irregulares respectivamente [46]

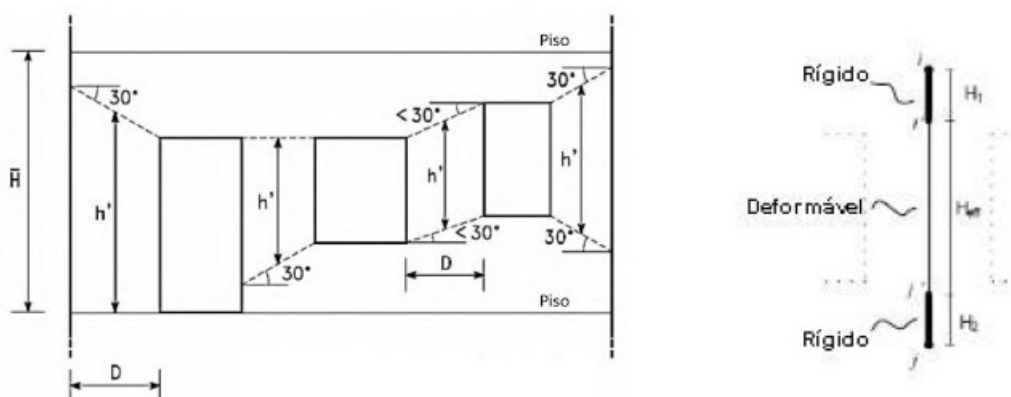


Figura A.2: Regra de Dolce aplicada aos nembos [46]

Nesta regra, os elementos nembo e lintel são constituídos por uma parte deformável e duas partes infinitamente rígidas nas duas extremidades. Para as colunas, define-se  $h_{eff}$  como a altura eficaz, que corresponde à parte deformável do elemento e é calculada a partir da expressão:

$$h_{eff} = h' + \frac{1}{3}D\frac{(H - h')}{h'} \quad (\text{A.1})$$

$h_{eff}$  corresponde à altura eficaz;  $h'$  é a altura resultante das relações geométricas da figura A.2;  $H$  corresponde à altura entre pisos;  $D$  define a largura do elemento vertical presente na figura A.2

Para os lintéis, o alinhamento entre as aberturas de pisos consecutivos define o comprimento eficaz e faz-se de acordo com o tipo de abertura, como se pode observar na figura A.1 [26].

Os macro-elementos permitem representar os modos de rotura no plano da parede por corte e flexão [41]. Note-se que, o 3Muri apenas tem em conta o comportamento no plano da parede e o comportamento global da estrutura, no entanto, é possível a análise dos mecanismos fora do plano da parede recorrendo a métodos analíticos adequados [24].

É adequado recorrer a softwares deste tipo, que utilizem a macro-modelação, uma vez que para este tipo de alvenaria irregular, em que não é possível modelar as juntas, e que se considera a alvenaria como um material homogéneo anisotrópico e contínuo, isto vai permitir a redução, de números de graus de liberdade tornando a análise mais rápida e leve.

## Anexo B

# Alçados e plantas edifício São João da Praça





Figura B.2: Planta 1º piso [6]



Figura B.3: Planta 2º piso [6]





Figura B.4: Planta 3º piso [6]





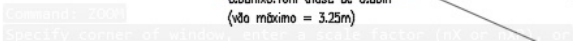




Figura B.7: Alçado portas 33 - 33a e 35 [6]

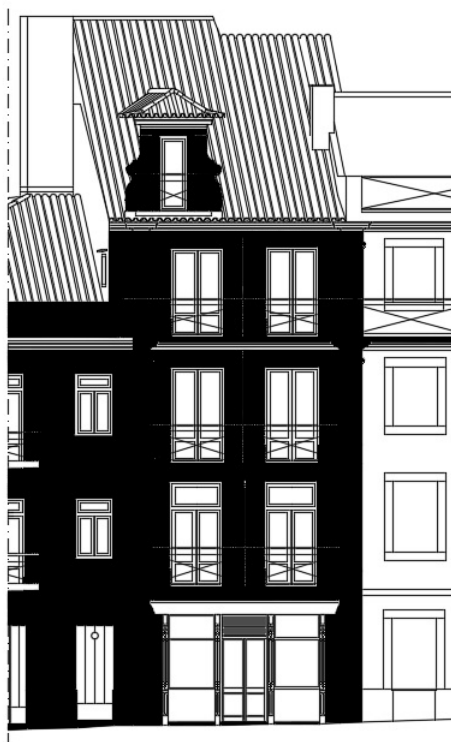


Figura B.8: Alçado portas 37 e 39 [6]

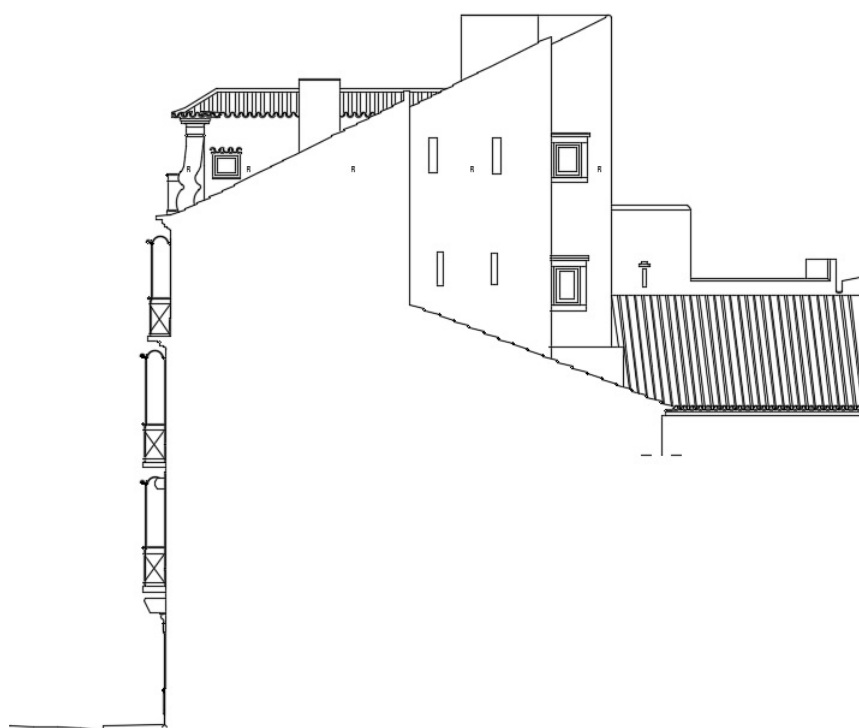


Figura B.9: Alçado lateral direito [6]

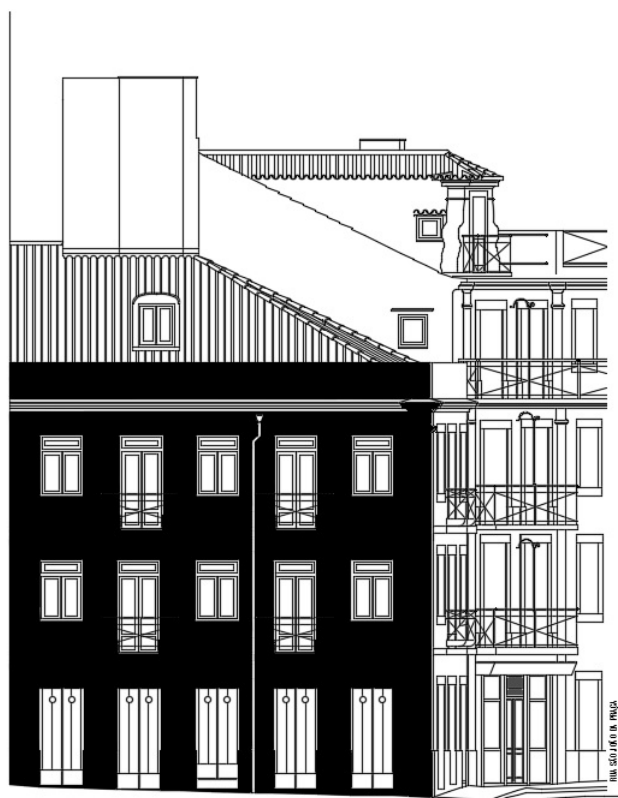


Figura B.10: Alçado lateral esquerdo [6]

## Anexo C

### Modelação no 3Muri

A modelação do edifício, foi feita com o auxílio do programa de cálculo automático, 3Muri. O programa 3Muri, é um programa de bastante fácil manuseamento e muito intuitivo. Existe a possibilidade de importar as plantas dos pisos do AutoCad[8] para o 3Muri, e a partir destas reconstruir o edifício em três dimensões. Uma vez com as plantas importadas no 3Muri, como se pode ver na figura C.1, desenham-se primeiro as linhas correspondentes a cada parede e posteriormente, atribuem-se as características a cada elemento do modelo. Desenvolve-se piso a piso, desde os pisos ao nível do rés-do-chão até aos pisos mais elevados.



Figura C.1: Importação de plantas do Autocad para 3Muri - exemplo 1º piso

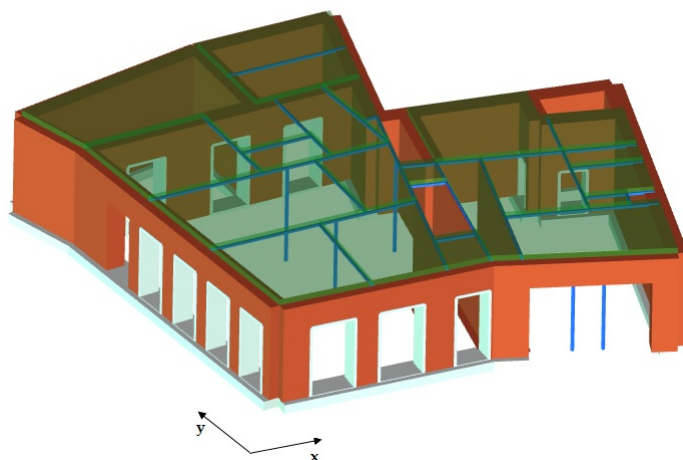


Figura C.2: Modelo 3D - R/C

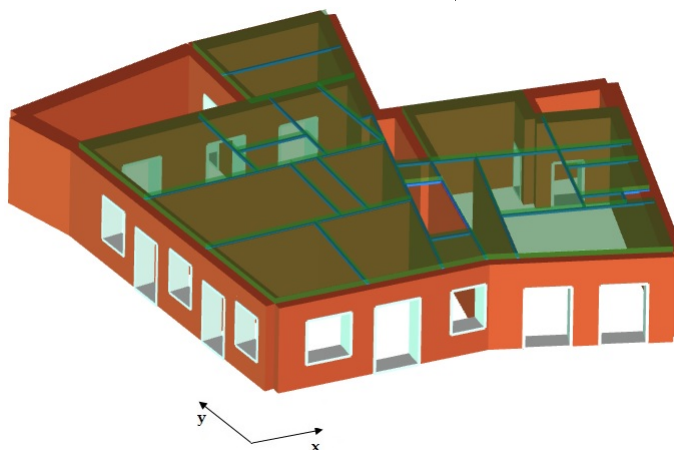


Figura C.3: Modelo 3D - 1º piso

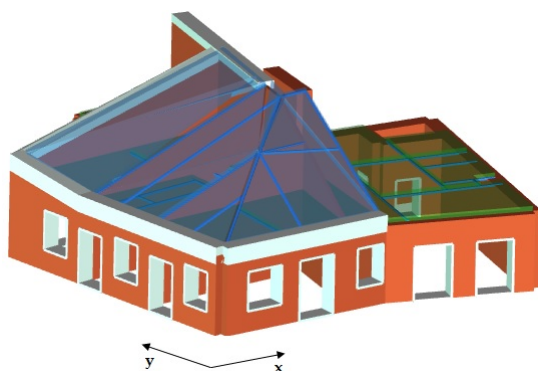


Figura C.4: Modelo 3D - 3º piso

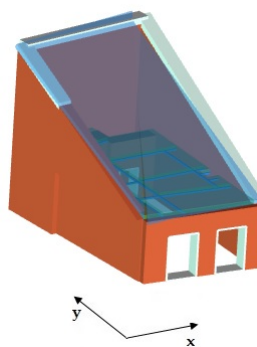
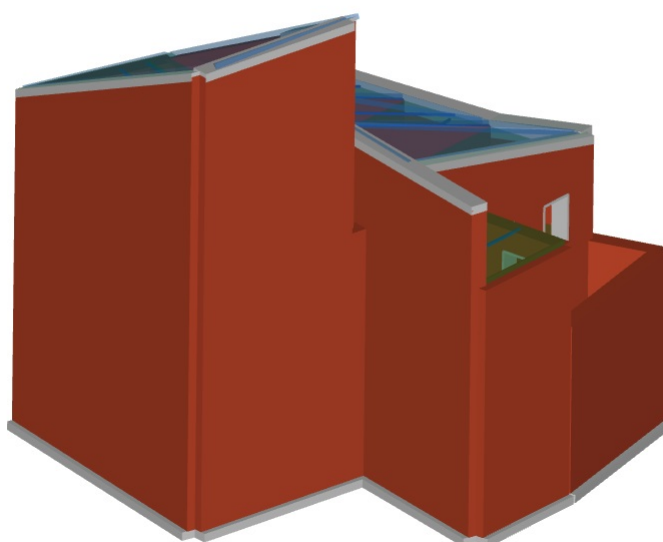


Figura C.5: Modelo 3D - 4º piso



(a)



(b)

Figura C.6: Modelo 3D - Vistas Traseiras

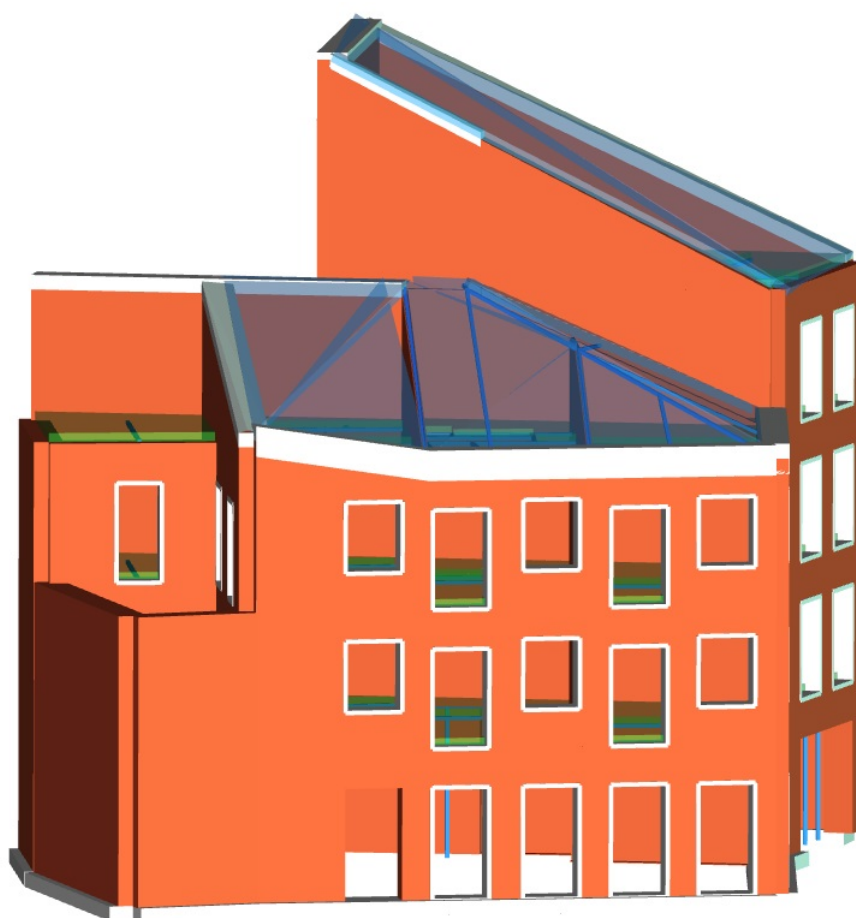
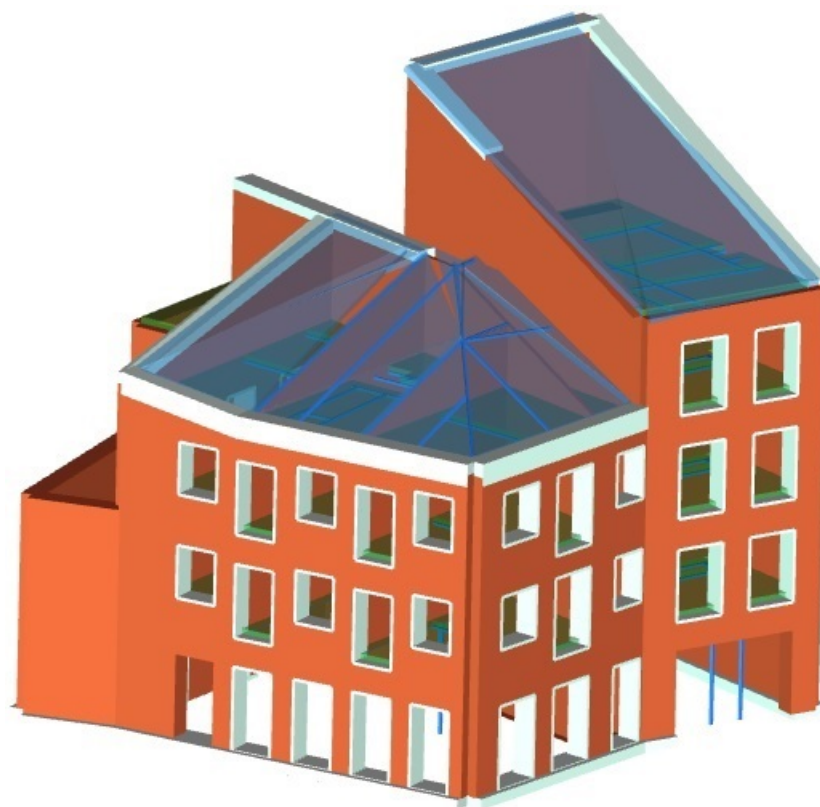


Figura C.7: Modelo 3D - Vista lateral esquerdo





(a)



97

(b)

Figura C.8: Modelo 3D - Vistas de frente